



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Sistemas e Soluções Pós-Tensão na Reabilitação de Obras de Arte

MARCELO CARRÃO RIBEIRO

(Licenciado em Engenharia Civil)

**Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil**

Orientador:

Mestre João Carlos dos Santos Barata

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogal:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Dezembro de 2015

SISTEMAS E SOLUÇÕES PÓS-TENSÃO NA REABILITAÇÃO DE OBRAS DE ARTE

RESUMO

O desenvolvimento tecnológico e dos materiais permitiram, ao longo dos últimos anos, o crescente aumento das redes rodoviárias por todo o mundo, que de uma forma natural conduziu, também, ao incremento da construção de Obras de Arte, principalmente, em betão armado. No entanto, este aumento descontrolado em algumas zonas do globo, nomeadamente, em Portugal, em conjunto com o controlo de custos e prazos tendo em vista, apenas, a percentagem de lucro, conduziu ao descuido, muitas vezes, dos aspetos relacionados à qualidade e durabilidade das Obras de Arte.

A realidade atual mostra que a maioria das Obras de Arte já possui uma idade considerável e que muitas delas apresentam os mais variados tipos de anomalias fruto de diferentes formas de deterioração. A fim de perceber, não só, se as mesmas se encontram em condições de segurança estrutural, mas também, a origem e extensão das patologias é necessário que se realizem inspeções mais ou menos detalhadas, recorrendo ou não a diferentes métodos de ensaio.

Após conhecido o estado atual da Obra de Arte, consoante o seu nível de deterioração e tipo de anomalia detetada, assim se opta pelo tipo de processo de reabilitação a desenvolver, reparação e/ou reforço. Existem várias técnicas de reparação e/ou reforço, sendo que existe uma, que nos dias de hoje tem vindo a obter um maior número de utilizações, pois apresenta, provavelmente, os melhores resultados práticos em função dos custos e meios utilizados. Essa técnica é a utilização de pré-esforço pós-tensão, mais conhecida por pré-esforço exterior, que apesar de muito utilizada, ultimamente, pelos intervenientes responsáveis pelos processos de reabilitação, ainda é desconhecida pela grande maioria do sector técnico da engenharia civil, reflexo da insuficiente documentação e normalização referente à técnica.

Com o principal objetivo de aplicar os conhecimentos mencionados nesta dissertação, em termos práticos, serão abordados e desenvolvidos alguns casos reais de estudo.

SYSTEMS AND SOLUTIONS POST-TENSION IN BRIDGES'

REHABILITATION

ABSTRACT

The advance of technology and of materials allowed, over the past few years, for the increasing number of road networks around the world, which in a natural way has also led to the growth of the construction of Bridges, mainly in concrete. However, this uncontrolled increase in some areas of the globe, particularly, in Portugal, along with cost control and deadlines only bearing in mind the percentage of profit, has led to carelessness of aspects often related to quality and durability of the Bridges.

The current situation shows that most Bridges are already of a considerable age and many of them have the most varied types of anomalies due to different forms of deterioration. In order to understand, not only if they are in a position of structural safety, but also the origin and extent of pathology, it is necessary to perform thorough inspections, or not, using different test methods.

Once the current status of the Bridges is known, depending on their level of impairment and type of damage detected, then one can decide on the kind of rehabilitation process to develop, repair and/or reinforce. There are several techniques of repair and/or reinforcement. Nonetheless, there is one which has obtained an increased number of uses nowadays since it presents probably the best practical results in terms of costs and resources used. This technique is the use of post-tension prestressing, best known as prestressing exterior. Although it has been very used lately, by those responsible for the rehabilitation process, it is still unknown to the vast majority of the technical civil engineering sector, consequence of insufficient documentation and standardization regarding the technique.

With the main objective to apply the knowledge mentioned in this dissertation, in practical terms, will be addressed and developed some real case study.

Palavras-Chave / Keywords

Obra de Arte/Bridges

Reparação/Repair

Patologia ou Anomalia/Pathology or typical damage

Vida útil/Service life

Ponte rodoviária/Highway bridge

Reforço/Strengthening

Segurança estrutural/Structural safety

Pós-tensão/Post-tension

Pré-esforço/Prestress

Reabilitação/Rehabilitation

Durabilidade/Durability

Inspeção/Inspection

Agradecimentos

A elaboração desta dissertação só foi possível graças à participação de vários intervenientes, a quem devo os meus mais sinceros e sentidos agradecimentos.

Em primeiro lugar, ao meu orientador, o Mestre João Carlos dos Santos Barata, por me ter dado a conhecer a importância da reabilitação de Obras de Arte com recurso a sistemas e soluções pós-tensão. Também não poderia deixar de agradecer todas as suas competências humanas que se refletiram no apoio, paciência e disponibilidade demonstrada ao longo deste percurso, e, do mesmo modo, agradecer as suas sugestões e larga experiência que contribuíram de forma substancial para uma melhoria constante desta dissertação. Uma outra palavra de apreço, como não poderia deixar de ser, ao Mestre João Miguel Marques Cavaco e ao Engenheiro François Bignon, ambos pertencentes aos quadros da empresa Freyssinet-Terra Armada, S. A., assim como o meu orientador, não só por todo o apoio prestado de vertente mais prática, mas também pelo tempo e espaço disponibilizados da mesma.

Em segundo lugar, gostaria de deixar bem patente a minha gratidão a todo o corpo docente da Área Departamental de Engenharia Civil, do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa pelo estímulo e cultivo do interesse pelo conhecimento na área da Engenharia Civil e, claro, pelas diversas competências técnicas que ao longo do meu percurso académico me foram lecionadas às quais sem elas me seria totalmente impossível desenvolver esta dissertação.

Em terceiro lugar, agradeço do fundo do coração, a toda a minha família, em especial pais, irmão, irmã e avó paterna não só por todo o apoio emocional demonstrado, mas também, pelo investimento neste meu percurso académico.

Por último, mas talvez o mais importante, uma palavra de agradecimento à minha namorada, a todos os meus colegas e amigos feitos ao longo deste percurso por toda a ajuda, motivação dada e ainda o grande companheirismo que demonstraram, nomeadamente, nos momentos mais difíceis e mais desmotivantes.

A todos, volto a referir, o meu sincero e sentido muito obrigado.

Índice

Capítulo 1	1
Introdução	1
1.1. Enquadramento do tema na Engenharia Civil	1
1.2. Objetivos da dissertação	2
1.3. Estrutura da dissertação	2
Capítulo 2	5
Inspeção e Avaliação do Estado de uma Obra de Arte	5
2.1. Considerações iniciais	5
2.2. Observação visual direta.....	6
2.3. Inspeção simplificada	8
2.4. Inspeção detalhada	9
2.5. Instrumentação utilizada em qualquer processo de inspeção	11
2.6. Ensaaios não destrutivos e semidestrutivos.....	12
2.6.1. Técnicas que recorrem à Teoria da Propagação de Ondas	14
2.6.2. Método de medição da resistência à penetração	23
2.6.3. Teste Pull-Off.....	24
2.6.4. Ensaaios para determinação do risco de corrosão	26
2.6.5. Pacómetro	30
2.6.6. Determinação <i>in situ</i> do teor em cloretos do betão.....	31
2.6.7. Determinação da profundidade de carbonatação	32
2.6.8. Ensaio de carotes 317/214	33
2.6.9. Radar	35
2.6.10. Combinação de métodos.....	37
Capítulo 3	39
Anomalias e Suas Causas Possíveis em Obras de Arte.....	39
3.2. Mecanismos de deterioração do betão.....	41
3.2.1. Origem biológica.....	42
3.2.2. Origem física e mecânica	42
3.2.3. Origem química.....	43
3.3. Mecanismos de corrosão das armaduras	47
3.4. Causas que podem evidenciar o aparecimento de patologias	48
3.4.1. Patologias originadas por problemas na fase de projeto	48

3.4.2.	Patologias originadas por defeitos na fase de execução	52
3.4.3.	Patologias originadas por alterações na fase de exploração	56
3.5.	Patologias e a relação com as suas causas	56
3.5.1.	Anomalias de carácter não estrutural	58
3.5.2.	Anomalias de carácter estrutural.....	59
Capítulo 4		69
Técnicas Mais Usuais na Proteção e Reabilitação de Obras de Arte		69
4.1.	Considerações iniciais	69
4.2.	Fases de um projeto de reabilitação	71
4.3.	Materiais de reforço.....	72
4.3.1.	Polímeros reforçados com fibras (F.R.P.)	72
4.3.2.	Betão de reforço	78
4.3.3.	Aço	79
4.4.	Reabilitação e reforço de estruturas em betão armado.....	80
4.4.1.	Preparação da superfície deteriorada e proteção das armaduras.....	80
4.4.2.	Reparação e/ou reforço por encamisamento com betão armado (betão moldado <i>in situ</i>)	81
4.4.3.	Reparação e/ou reforço com betão projetado	81
4.4.4.	Reparação e/ou reforço com resinas epóxi e elementos metálicos	82
4.4.5.	Reparação e/ou reforço com compósitos F.R.P.	83
4.4.6.	Reforço da estrutura recorrendo a pré-esforço exterior.....	84
Capítulo 5		87
Pré-Esforço Exterior (Pré- Esforço Pós-Tensão)		87
5.1.	Considerações iniciais	87
5.2.	Conceitos inerentes ao pré-esforço exterior	89
5.3.	Vantagens e inconvenientes do pré-esforço exterior.....	90
5.4.	Classificação dos sistemas de pré-esforço exterior	91
5.4.1.	Quanto à facilidade de substituição dos cordões	91
5.4.2.	Quanto à possibilidade de alterar a força nos cabos de pré-esforço	91
5.4.3.	Quanto ao tipo de proteção contra a corrosão.....	91
5.5.	Pré-esforço exterior em cordões	92
5.5.1.	Aço autoembainhado	93
5.5.2.	Aço nú injetado com graxa ou cera.....	95
5.5.3.	Aço autoembainhado injetado com calda cimentícia.....	97

5.5.4.	Ancoragens	98
5.5.5.	Bainhas	99
5.5.6.	Dispositivos de união das bainhas	100
5.5.7.	Desviadores.....	102
5.5.8.	Processo construtivo.....	103
5.6.	Pré-esforço exterior em barras	106
5.6.1.	Com injeção de material flexível	107
5.6.2.	Com técnicas e produtos ligeiros	107
5.6.3.	Ancoragens	108
5.6.4.	Acopladores	109
5.6.5.	Operações específicas de execução.....	110
5.7.	Pré-esforço exterior em fibras.....	110
5.7.1.	Ancoragens	111
5.7.2.	Tensionamento.....	112
Capítulo 6	113
Análise de Casos Práticos de Utilização de Pré-Esforço Exterior na Reabilitação de Obras de Arte		113
6.1.	Considerações iniciais	113
6.2.	Ponte de Fagilde.....	113
6.3.	Viaduto da Fonte Nova.....	118
6.4.	Ponte sobre o Rio Leça.....	124
Capítulo 7	129
Conclusões		129
Bibliografia.....		131
Referencias Bibliográficas		133
Anexos.....		137
Anexo 1 – Catálogo de Pré-esforço FREYSSINET.....		139
Anexo 2 – Catálogo de Pré-esforço VSL		141
Anexo 3 – Catálogo de Pré-esforço DYWIDAG		143
Anexo 4 – Memória de Cálculo e algumas Peças Desenhadas do Projeto de Aplicação de Pré-esforço Exterior na Ponte de Fagilde sobre o Rio Dão		145
Anexo 5 – Memória de Cálculo e algumas Peças Desenhadas do Projeto de Aplicação de Pré-esforço Exterior na Ponte sobre o Rio Leça		147

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Observação visual direta com recurso a equipamentos ligeiros e plataforma elevatória (www.engenhariacivil.com)	7
Figura 2.2 – Observação visual direta com recurso a barcos (www.24horasnewspaper.com)	7
Figura 2.3 – Fases e respetivas etapas da inspeção detalhada.....	11
Figura 2.4 – Tipos de leitura da velocidade de propagação por ultrassons (Gonçalves, A.)	15
Figura 2.5 – Exemplo da variação da resistência à compressão do betão com a velocidade da propagação dos ultrassons.....	17
Figura 2.6 – Esquema do método Impacto-Eco (ACI 228.2R-98).....	19
Figura 2.7 – Esclerómetro (www.civilgeeks.com)	21
Figura 2.8 – Esquema de tração direta Pull-Off (www.germann.org/catalog).....	25
Figura 2.9 – Ensaio Pull-Off numa laje de betão (adaptado de www.germann.org/catalog)	25
Figura 2.10 – Disposição utilizada para determinar a resistividade do betão (www.sciencedirect.com).....	26
Figura 2.11 – Equipamento utilizado no Método de Polarização (www.getrotech.com.br)	28
Figura 2.12 – Realização de um ensaio com pacómetros (www.sidercem.it).....	31
Figura 2.13 – Determinação da profundidade de carbonatação com extração de carotes (http://www.pdig.pt)	32
Figura 2.14 – Máquina de corte de carotes (www.arrabiserve.pai.pt).....	33
Figura 2.15 – Extração de carotes (www.arrabiserve.pai.pt)	34
Figura 2.16 – Equipamento utilizado no ensaio com recurso a radar (www.bakertesting.com)	36
Figura 3.1 – Patologia originada pela reacção alcalis-sílica num pilar em betão armado (Silva, A, 2006).....	46
Figura 3.2 – Disposição construtiva a implementar para possibilitar a colocação de macacos para efetuar o levantamento do tabuleiro (Costa, Vanessa Miranda, 2009)	52
Figura 3.3 – Exemplos de patologias em Obras de Arte em betão armado (Costa, Vanessa Miranda, 2009).....	57

Figura 4.1– Comportamento à tração de vários sistemas F.R.P. e aço (Juvandes, L. F. P., 2002)	73
Figura 4.2 – a) Fibras de vidro; b) Fibras de carbono; c) Fibras de aramida (Sousa, A. F. V. S., 2008).....	74
Figura 4.3 – Laminado de F.R.P. pronto a ser cortado (Sousa, A. F. V. S., 2008)	76
Figura 4.4 – Reforço de pilares com recurso a C.F.R.P. (Costa, Vanessa Miranda, 2009)	83
Figura 4.5 – Sequência do processo de aplicação de sistemas F.R.P. (http://leb.pt/xms/files/ISEL_2005.pdf)	84
Figura 5.1 – Disposição dos diferentes componentes do pré-esforço exterior (Suntharavadivel, Thuraichamy Guganesan, 2008).....	87
Figura 5.2 – Viaduto em Bicesse, Portugal (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012).....	88
Figura 5.3– Pré-esforço exterior com barras de aço (Khaleghi, Bijan)	89
Figura 5.4 - Pré-esforço exterior com barras de aço (Khaleghi, Bijan)	89
Figura 5.5 – Cordões de pré-esforço (http://alreco.es/pt/cordoes-de-aco-esforçado).....	92
Figura 5.6 – Designação de um cordão (pr EN 10138-3, 2000).....	93
Figura 5.7– Cabo sem bainha coletiva (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012).....	93
Figura 5.8 – Tipos de cordões autoembainhados, a) três camadas: galvanizado, cera ou graxa, bainha individual em PEAD; b) duas camadas: Cera ou graxa, bainha em PEAD (Autoembainhado); c) três camadas; galvanizado, graxa, bainha aderida em PEAD (autoembainhado) (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	94
Figura 5.9 – Cordões autoembainhados com bainha coletiva (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	97
Figura 5.10 – Ancoragem multicordão (VSL International)	98
Figura 5.11 - Ancoragem monocordão (VSL International)	98
Figura 5.12– Bainhas metálicas lisas (à esquerda), bainha metálica nervurada (à direita) (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	99
Figura 5.13 – Bainhas de PEAD lisas (à esquerda), bainha de PEAD nervurada (à direita) (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	99
Figura 5.14 – Soldadura topo a topo de uma bainha de PEAD (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	100
Figura 5.15– Manga em polietileno (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012).....	101
Figura 5.16 – Braçadeira mecânica (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	101
Figura 5.17 – União eletrossoldável (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	101

Figura 5.18 – União termoretráctil (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	102
Figura 5.19 – Exemplos de desviadores (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	102
Figura 5.20 – Injeção de calda de cimento num cabo de pré-esforço exterior (John Corven e Alan Moreton, 2004).....	104
Figura 5.21 – Macaco monocórdão (VSL International Ltd, 2010)	105
Figura 5.22 – Macaco multicórdão (VSL International Ltd, 2010).....	105
Figura 5.23 – Procedimento de tensionamento de cabos de pré-esforço (VSL International Ltd, 2010)	105
Figura 5.24 – Barra de aço nervurada (DYWIDAG-Systems 2009)	106
Figura 5.25 – Barra de aço lisa (DYWIDAG-Systems, 2009)	106
Figura 5.26 - Designação de uma barra (pr EN 10138-4, 2000)	106
Figura 5.27 – Ancoragem ativa aderente (DYWIDAG-Systems, 2009)	108
Figura 5.28 - Ancoragem passiva aderente (DYWIDAG-Systems, 2009)	108
Figura 5.29 - Ancoragem ativa e passiva não aderente (DYWIDAG-Systems, 2009)	108
Figura 5.30 – Placa quadrada (DYWIDAG-Systems, 2009)	109
Figura 5.31 - Placa QR (DYWIDAG-Systems, 2009).....	109
Figura 5.32 - Placa rectangular (DYWIDAG-Systems, 2009).....	109
Figura 5.33 – Porca normal (ETA-05/0122, 2010).....	109
Figura 5.34 - Porca com reentradas (ETA-05/0122, 2010).....	109
Figura 5.35 – Acoplador (ETA-05/0122, 2010)	110
Figura 5.36 – Laminado, fio e cordões em fibras (Nordin, Hakan, 2005)	111
Figura 5.37 – Esquema de uma ancoragem em cunha (Nordin, Hakan, 2005)	112
Figura 6.1 – Ponte de Fagilde	113
Figura 6.2 – Perfil longitudinal da Ponte de Fagilde	114
Figura 6.3 – Perfil longitudinal do traçado dos cabos de pré-esforço	115
Figura 6.4 – Aberturas na laje (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	115
Figura 6.5 – Armaduras do maciço (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	115
Figura 6.6 – Maciço betonado (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012).....	115
Figura 6.7 – Bainha coletiva (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	115
Figura 6.8 – Armadura do maciço (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	116
Figura 6.9 – Maciço betonado (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012).....	116
Figura 6.10 - Tensionamento (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	116
Figura 6.11 – Tampa de protecção (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	116
Figura 6.12 – Cofragem do diafragma (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012).....	117

Figura 6.13 - Armadura do diafragma (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	117
Figura 6.14 – Diafragma betonado (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	117
Figura 6.15 – Passagem dos cabos nos desviadores (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)	117
Figura 6.16 – Viaduto da Fonte Nova.....	118
Figura 6.17 – Pórtico com pilares em “X” e viga em caixão	119
Figura 6.18 - Alçado longitudinal tipo de uma viga interior (Válter J. G. e Ramos, Lúcio e António M., 2000).....	121
Figura 6.19 – Desenho em pormenor de uma ancoragem ativa de uma das vigas interiores (Válter J. G. e Ramos, Lúcio e António M., 2000)	121
Figura 6.20 – Pormenor de uma ancoragem ativa das vigas extremas (Válter J. G. e Ramos, Lúcio e António M., 2000)	122
Figura 6.21 – Exemplo de uma viga reforçada.....	122
Figura 6.22 – Ponte sobre o Rio Leça (Gomes Catoja António, Cheila, 2014)	124
Figura 6.23 – Meio alçado da Ponte sobre o Rio Leça (Rito, Armando, 2003)	124
Figura 6.24 – Traçado do cabo de pré-esforço exterior de metade do tabuleiro (adaptado de Rito, Armando, 2003).....	126
Figura 6.25 – Traçado dos cabos de pré-esforço exterior (Gomes Catoja António, Cheila, 2014)	126
Figura 6.26 – a) Maciço nos encontros; b) Maciço no pilar central (Gomes Catoja António, Cheila, 2014).....	127

Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Instrumentos de medida e sua aplicação (Padrão, José A. L. M.)	12
Quadro 2.2 – Diferentes métodos de ensaios disponíveis para inspeção de estruturas de betão armado	13
Quadro 2.3 – Métodos para determinação <i>in situ</i> de parâmetros de resistência em estruturas de betão armado	14
Quadro 2.4 – Velocidade de propagação de ondas em elementos de betão armado consoante critérios de qualidade (Malhotra, V. M.)	16
Quadro 2.5 – Fatores mais importantes que influenciam os resultados obtidos pelo método ultrassons (adaptado de Padrão, J. A. L. M. e Envagelista, A.)	18
Quadro 2.6 - Fatores mais importantes que influenciam os resultados obtidos pelo método com o esclerómetro (adaptado de Padrão, J. A. L. M. e Envagelista, A.)	22
Quadro 2.7 - Fatores mais importantes que influenciam os resultados obtidos pelo método de resistência à penetração (adaptado de Padrão, J. A. L. M. e Envagelista, A.)	24
Quadro 3.1 – Patologias provenientes de defeitos de construção (Tridon, 2009)	55
Quadro 3.2 – Classificação das principais anomalias existentes nas Obras de Arte em betão armado (adaptado de Costa, Vanessa Miranda, 2009)	57
Quadro 3.3 – Classificação de patologias não estruturais e principais causas(adaptado de Costa, Vanessa Miranda, 2009)	59
Quadro 3.4 – Manifestações patológicas e causas do aparecimento de fissuras nas estruturas de betão (adaptado de Radomski, 2002, Laner, 2001 e Costa, Vanessa Miranda, 2009)	62
Quadro 3.5 – Principais causas de fissuras em Obras de Arte em betão armado (adaptado de Costa, Vanessa Miranda, 2009)	64
Quadro 3.6 - Classificação de patologias estruturais e principais causas(adaptado de Costa, Vanessa Miranda, 2009)	67
Quadro 4.1 – Metodologia a seguir num projeto de reabilitação (adaptado de Sousa, A. F. V. S., 2008).....	71
Quadro 4.2 – Principais vantagens e desvantagens das fibras de reforço (Fonseca, S., 2007)	74
Quadro 5.1 – Características dos cordões de pré-esforço, nomeadamente, os constituídos por 7 fios (ETA-06/0006 2011)	92

Quadro 5.2 – Raios mínimos de curvatura dos desviadores (adaptado de VSL International Ltd, 2010)	103
Quadro 5.3 – Designação de barras de pré-esforço (ETA-05/0122, 2010).....	107
Quadro 5.4 – Características técnicas de fios em fibras de alguns fabricantes (Benmokrane, Zhang e Chennouf, 2000)	111

Capítulo 1

Introdução

1.1. Enquadramento do tema na Engenharia Civil

A motivação inerente à realização desta dissertação prende-se, principalmente, com a crescente necessidade de reabilitar Obras de Arte. No entanto, pela análise de alguns processos de reabilitação já realizados, é possível constatar que as técnicas baseadas na utilização de sistemas e soluções pós-tensão com aplicação de pré-esforço exterior têm vindo a afirmar-se, cada vez mais, no domínio da reabilitação das estruturas de betão armado.

O progresso tecnológico observado nos finais do século XX inícios do século XXI permitiu o desenvolvimento tanto das redes rodoviárias como ferroviárias de todo o mundo refletindo-se, consequentemente, num aumento da construção de Obras de Arte. O ritmo crescente dessa construção aliado ao controlo de custos e prazos para a sua realização, na ótica da competitividade das empresas, fez com que se descuidassem, muitas vezes, os aspetos relativos à qualidade e durabilidade das estruturas.

Nos dias de hoje, a grande maioria das Obras de Arte têm mais de trinta anos, tendo estas sofrido ao longo do tempo diversos mecanismos de deterioração e apresentando as mais variadas anomalias. Torna-se, então, essencial a realização de inspeções periódicas que permitem avaliar a natureza e extensão das patologias por forma a serem implementadas ações de manutenção, conservação ou reabilitação e reforço, dependendo do estado em que se encontra a estrutura.

Os projetistas, como forma de resolução deste problema cada vez mais adotam como soluções de reforço e reparação variados sistemas de pós-esforço, nos mais diversos elementos estruturais e para as mais diversas finalidades (reforço de pilares e carlingas para levantamento de tabuleiros, compressão de elementos fissurados por trações, etc.). Os sistemas de pós-tensão assumem, então, um papel fundamental no panorama da Engenharia em Portugal e um método imprescindível para se manter as Obras de Arte em condições de segurança, serviço e aparência aceitável durante a sua vida útil.

1.2. Objetivos da dissertação

Com esta dissertação pretende-se, principalmente, abordar as soluções pós-tensão na conservação, proteção, reparação e reabilitação de Obras de Arte, mas também tem o objetivo de descrever as patologias mais frequentes nas pontes rodoviárias e a sua correlação com o recurso aos sistemas de pós-tensão. Deverão, igualmente, ser apresentadas soluções e técnicas de pós-tensão, nomeadamente, pré-esforço exterior em Obras de Arte de betão armado, referindo alguns casos práticos onde se indiquem as principais vantagens e inconvenientes da utilização das diferentes soluções e técnicas.

1.3. Estrutura da dissertação

Seguidamente, apresenta-se a forma como esta dissertação será estruturada recorrendo a um resumo dos tópicos abordados em cada um dos capítulos.

Capítulo 2 – Inspeção e Avaliação do Estado de uma Obra de Arte

Neste capítulo serão abordadas as diferentes etapas a realizar num processo de inspeção de uma Obra de Arte, assim como, os instrumentos necessários à sua correta concretização.

Serão também apresentados os vários tipos de ensaios, quer os não destrutivos, quer os semi-destrutivos que poderão ser necessários realizar num processo de inspeção de uma Obra de Arte a fim de se obterem dados mais concretos que ajudem a avaliar o estado da mesma.

Capítulo 3 – Anomalias e Suas Causas Possíveis em Obras de Arte

Neste capítulo serão, inicialmente, abordados os mecanismos de deterioração do betão, assim como, os mecanismos de corrosão das armaduras, uma vez que decorrem daí grande parte das anomalias identificadas nas Obras de Arte.

Posteriormente, serão apresentadas algumas das possíveis causas originadas quer na fase de projeto, quer na fase de execução e quer por alterações na fase de exploração, que podem conduzir ao aparecimento de patologias.

Ainda, neste capítulo, serão identificados os tipos de anomalias, nomeadamente, as estruturais e as não estruturais e a relação que estas têm com as suas possíveis causas.

Capítulo 4 – Técnicas Mais Usuais na Proteção e Reabilitação de Obras de Arte

Neste capítulo, inicialmente, serão apresentadas as diferentes fases que constituem um processo de reabilitação de uma Obra de Arte.

Seguidamente, serão mencionados e desenvolvidos não só os diferentes tipos de materiais que são, normalmente, utilizados para executar a reabilitação de uma Obra de Arte, mas também, as técnicas mais utilizadas na reabilitação desse tipo de estrutura.

Capítulo 5 – Pré-Esforço Exterior (Pré-Esforço Pós-Tensão)

Neste capítulo, de um modo geral, será desenvolvida a técnica de pré-esforço exterior que tem vindo, com o avançar dos anos, a ser bastante utilizada em processos de reforço e/ou reabilitação de Obras de Arte.

Apresentar-se-ão os diferentes sistemas e soluções de pré-esforço exterior mais usuais, e consoante esses identificar-se-ão as suas respetivas especificidades técnicas e seus diferentes componentes.

Capítulo 6 – Análise de Casos Práticos de Utilização de Pré-Esforço Exterior na Reabilitação de Obras de Arte

Neste capítulo serão apresentados e analisados alguns casos práticos de estruturas, maioritariamente Obras de Arte, que tenham sido alvo da utilização de pré-esforço exterior, principalmente, em processos de reforço e/ou reabilitação.

Capítulo 7 – Conclusões

Apresentar-se-ão as principais conclusões retiradas da elaboração desta dissertação.

Capítulo 2

Inspeção e Avaliação do Estado de uma Obra de Arte

2.1. Considerações iniciais

A inspeção de uma estrutura tem como principal objetivo detetar eventuais danos que a mesma possa apresentar a fim de, posteriormente, se poder proceder a uma correta avaliação das anomalias detetadas. Outro objetivo inerente a um processo de inspeção é a verificação da conformidade da estrutura com as especificações de projeto e com os possíveis pressupostos assumidos na sua elaboração.

Antes de se proceder ao projeto de reabilitação de uma qualquer Obra de Arte que o necessite, fazer uma análise e interpretação criteriosa das causas das anomalias identificadas (abordadas no Capítulo posterior ao presente desta dissertação) contribui, decididamente, para melhor compreender o seu comportamento e para enriquecer os conhecimentos de todos os intervenientes do processo construtivo dessa mesma reabilitação. É, então, conveniente recolher, antecipadamente, toda a informação possível sobre a obra, como¹:

- Projeto de execução, peças escritas e desenhadas inclusive;
- Caderno de encargos;
- Processos construtivos utilizados;
- Materiais utilizados e seu modo de aplicação;
- Condições de serviço, nomeadamente, utilização a que foi sujeita, à quanto tempo se encontra em serviço, ocorrência de acidentes e eventuais modificações que poderá ter sofrido;
- Meio em que está inserida, nomeadamente, tipo de ambiente atmosférico, condições climáticas mais relevantes e características geográficas e geotécnicas do local;
- Possíveis inspeções anteriores.

¹ Gonçalves, A. e Neves, R., *Inspeção do betão nas estruturas. Patologia e Reabilitação da Construção*, I Seminário de Materiais de Construção. Universidade do Minho, 2001.

A avaliação das estruturas pode ser realizada recorrendo a dois grandes tipos, a avaliação simplificada ou a avaliação detalhada, que, naturalmente, se complementam entre si. A forma de se optar por um ou outro tipo tem, normalmente, a ver com a extensão do dano, número de elementos estruturais a avaliar, resultados obtidos em eventuais inspeções anteriores ou por outro lado, razões económicas que, infelizmente, prevalecem em relação aos restantes muitas vezes. Na avaliação simplificada pretende-se recolher informação sobre qual o estado atual da Obra de Arte e, caso necessário, indicar próximas inspeções a realizar. Na avaliação detalhada pretende-se realizar uma peritagem rigorosa da Obra de Arte, isto é, analisar, sem exceção, todos os elementos constituintes da mesma recorrendo para isso a meios de diagnóstico mais elaborados.²

As técnicas mais utilizadas na realização de uma correta análise e interpretação do estado da Obra de Arte consistem na observação visual direta e no recurso a técnicas mecânicas, magnéticas, ultrassónicas e de força/deformação ou com a realização de ensaios de carga e testes dinâmicos globais.

2.2. Observação visual direta

Qualquer que seja o processo de inspeção de uma estrutura, a observação visual direta é, necessariamente, a primeira fase de avaliação do estado da mesma, que permite identificar danos estruturais, algumas anomalias mais superficiais, perceber se os fenómenos anteriores se encontram ou não estagnados, riscos imediatos na estrutura, quais as medidas de prevenção e a influência de qualquer efeito ambiental na Obra de Arte.²

A observação visual direta deve ser realizada por técnicos, altamente, qualificados e com vasta experiência na área para que se possa perceber, da melhor forma possível, o estado atual da Obra de Arte e para que se possa definir a melhor metodologia das análises posteriores. Previamente, ao início da avaliação deve-se verificar se o acesso a todos os elementos e componentes da estrutura é possível, pois caso contrário serão necessários adotar mecanismos que o permitam para que se evite a ausência de inspeção em qualquer um deles. Ao se deslocarem ao local a inspecionar, os técnicos devem

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

possuir alguns equipamentos, relativamente, básicos e ligeiros de limpeza, de auxiliares à visão, de medição, de registo e, claro, de segurança para que possuam todas as condições necessárias a uma boa e correta avaliação (Figura 2.1). No entanto, para que os técnicos tenham acesso a todos os pontos das Obras de Arte, que na sua grande maioria, se desenvolvem a cotas bastante elevadas em relação ao nível do solo ou da água consoante o tipo de barreira natural que se destinam a transpor, é muitas vezes necessário recorrerem a equipamentos de maior porte que lhes possibilite o seu acesso, como por exemplo, plataformas elevatórias (Figura 2.1) ou barcos (Figura 2.2).



Figura 2.1 - Observação visual direta com recurso a equipamentos ligeiros e plataforma elevatória (www.engenhariacivil.com)



Figura 2.2 – Observação visual direta com recurso a barcos (www.24horasnewspaper.com)

Apesar da observação visual direta, como referido anteriormente, ser a primeira etapa de qualquer inspeção, a sua eficácia na obtenção de informações sobre as propriedades dos materiais, nomeadamente, do betão e dos defeitos internos da estrutura é, naturalmente, reduzida. Efetivamente, com este método de análise não é possível detetar se as anomalias terão evoluído ou não em profundidade, além de que este tipo de avaliação é bastante subjetivo, pois depende dos critérios de análise de cada inspetor.²

Por tudo isto, é imprescindível recorrer a técnicas que complementem a análise a fim de se obter mais informação para caracterização dos materiais e do comportamento estrutural e dos equipamentos.

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

2.3. Inspeção simplificada

Segundo José A. L. M. Padrão “a inspeção simplificada ou preliminar é aquela que se efetua inicialmente com o objetivo de obter uma visão global do problema.”

A inspeção simplificada é uma avaliação preliminar e é, na maioria das vezes, realizada em simultâneo com a inspeção visual, pois os seus objetivos são bastante semelhantes. Neste tipo de inspeção, as principais funções são avaliar o estado atual da Obra de Arte identificar as suas causas de deterioração e determinar, consequentemente, uma metodologia que possibilite a sua reparação. Para o efeito, deverá averiguar-se se ocorreram modificações das propriedades dos materiais e/ou dos elementos estruturais, se existem fissuras ou se são perceptíveis quaisquer tipo de assentamento ou movimento da estrutura.

Apresentam-se, então, alguns exemplos de inspeções simplificadas e consequentes ações a desenvolver no processo²:

- Ações a desenvolver em assentamentos e escorregamentos de apoio:
 - ✓ Levantamento topográfico do terreno;
 - ✓ Verificação dos danos da estrutura;
 - ✓ Verificação da linearidade do tabuleiro e verticalidade dos pilares.
- Ações a desenvolver em fendas e deformações:
 - ✓ Levantamento da tipologia da estrutura e da sua geometria;
 - ✓ Desenho em croquis da fissuração para posterior análise.
- Ações a desenvolver na avaliação da corrosão ou ataques químicos:
 - ✓ Verificação do aspeto do betão;
 - ✓ Desenho em croquis dos danos detetados para posterior análise.

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

2.4. Inspeção detalhada

A inspeção detalhada é realizada posteriormente à inspeção simplificada e deve ser acompanhada, não só, de relatórios que indiquem a evolução patológica da estrutura, mas também, de um plano de realização de ensaios que tem como principais objetivos detetar as propriedades dos materiais, nomeadamente, do betão armado e a localização mais exata possível dos danos estruturais.

Este tipo de análise é constituído por várias fases, entre elas, inspeção, avaliação, prognóstico e determinação da segurança da estrutura aos Estados Limites Últimos e de Serviço. De seguida explicar-se-ão, detalhadamente, as diferentes fases e respetivas etapas, indicando os seus objectivos²:

- Inspeção – recolha de todos os dados relevantes da estrutura. É composta por três etapas, cada uma com diferentes objetivos:
 - ✓ Inspeção visual preliminar – identificar os mecanismos de deterioração, identificar os danos observados, divisão em lotes por tipos de elementos estruturais, localizar e identificar os ensaios a realizar;
 - ✓ Trabalho de escritório – compilação de toda a informação disponível e estudos ambientais;
 - ✓ Ensaios *in situ* – determinação das propriedades dos materiais e das secções dos elementos a ensaiar.

No que diz respeito aos ensaios é conveniente elaborar um planeamento que enuncie, entre outras coisas, o tipo de ensaios a realizar, o número de ensaios necessários para que se determine um valor representativo, as limitações inerentes a cada ensaio e a sua localização e a necessidade de, eventualmente, serem utilizados meios auxiliares.

- Avaliação estrutural – determinar o comportamento estrutural no momento em que se realizará a inspeção e fazer uma estimativa da sua evolução ao longo do período de vida útil da própria estrutura recorrendo aos dados recolhidos na etapa anterior e aplicando a metodologia de cálculo dos Estados Limites para

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

averiguar o seu nível de segurança. Esta fase, por sua vez, divide-se em duas etapas, nomeadamente:

- ✓ Diagnóstico – determinar o comportamento estrutural e perceber o grau de deterioração da estrutura em relação aos danos, anteriormente, detetados;
 - ✓ Prognóstico – estimar o desenvolvimento do processo de deterioração, assim como, o momento em que a estrutura irá deixar de cumprir os requisitos de segurança.
- Relatório de inspeção – deve conter todos os dados necessários para que o inspetor possa analisar e, conseqüentemente, possa tomar uma decisão sem que lhe tenha sido ocultada qualquer informação relevante. Os dados que devem constar num relatório deste tipo são:
 - ✓ Descrição da estrutura;
 - ✓ Agrupamento dos lotes da estrutura;
 - ✓ Descrição dos danos detetados na inspeção e localização dos mesmos com recurso a plantas detalhadas;
 - ✓ Resultados obtidos nos ensaios realizados;
 - ✓ Diagnóstico que se refira às causas do dano, mecanismos de deterioração, agressividade do meio ambiente, estado atual do dano e cálculo da capacidade resistente atual da estrutura;
 - ✓ Prognóstico fazendo referência à eventual evolução da anomalia encontrada;
 - ✓ Informações sobre o modelo de cálculo utilizado e combinação de ações considerados no dimensionamento estrutural;
 - ✓ Recomendações em relação à frequência de futuras inspeções e possível urgência de intervenções a executar.

Para que se percebam melhor as fases e respetivas etapas da inspeção detalhada, apresenta-se, de seguida, um esquema (Figura 2.3) representativo das mesmas.

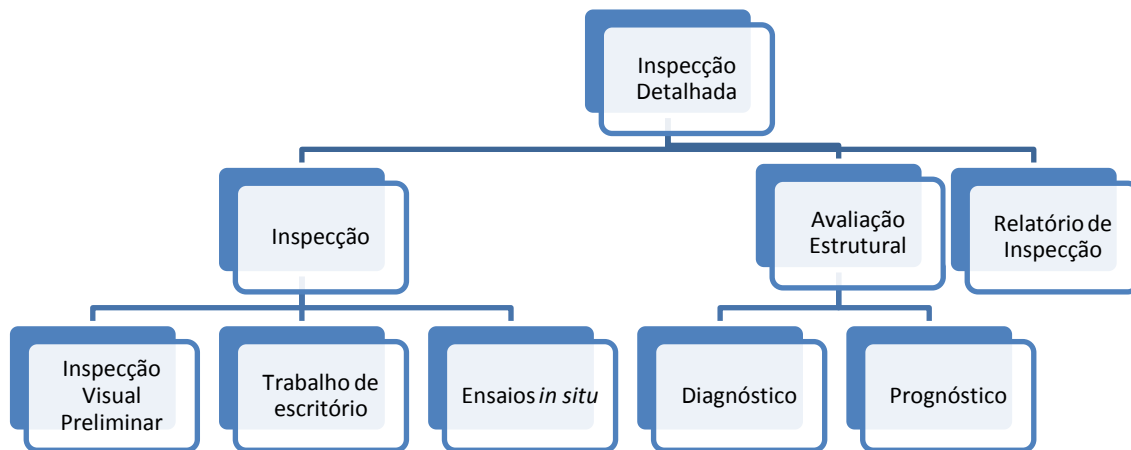


Figura 2.3 – Fases e respectivas etapas da inspeção detalhada

2.5. Instrumentação utilizada em qualquer processo de inspeção

Enquanto se processa uma inspeção existem vários instrumentos de medida, cada um com a sua função e nível de precisão, que são, absolutamente, necessários à equipa de inspetores, nomeadamente, transdutores, esclerómetros, extensómetros, etc.

Em seguida, no Quadro 2.1, mostram-se os instrumentos que qualquer laboratório/empresa operante na área da reabilitação possui, assim como os parâmetros que cada um mede. De notar que os instrumentos indicados no Quadro 1 são, também, muito úteis na monitorização das estruturas, nomeadamente, no acompanhamento da evolução de uma qualquer anomalia por um determinado período de tempo.

Quadro 2.1 – Instrumentos de medida e sua aplicação (Padrão, José A. L. M.)

Parâmetros de medida	Instrumento	Precisão	Limite de leitura
Deslocamentos lineares e deformações (assentamentos e flexas)	Níveis de precisão com miras de Invar	0,5 mm	Ilimitado
	Flexímetros de barra	0,1 ... 0,001 mm	200 mm
	Comparadores	0,002 mm	5 mm
	Transdutores	0,01 mm	200 mm
Rotações	Par de flexímetros	Depende do braço	
	Clinómetros	1''	3°
	Comparadores	0,01‰	5‰
Deformações unitárias (tensões)	Extensómetros mecânicos e eletrônicos	0,005‰	30‰
	Comparadores	0,005 – 0,01 mm	5 mm
Largura de fendas	Microscópios graduados	0,01 mm	-
	Lupas graduadas	0,01 mm	-
Distância entre fissuras	Réguas graduadas e fissurómetros	Variável	Ilimitado
Forças	Dinamómetros mecânicos	Classe de precisão 2,5%	
	Dinamómetros eletrônicos		
	Manómetros		
Pressão	Células de pressão eletrônicas	-	-

2.6. Ensaios não destrutivos e semidestrutivos

Aquando da necessidade de se realizar uma inspeção detalhada com recurso a ensaios, a equipa de inspeção, juntamente, com os responsáveis pela condução da mesma devem decidir que técnicas serão utilizadas, os locais onde se realizarão os ensaios e a quantidade necessária a efetuar destes para que se obtenham resultados representativos.²

Na Norma Britânica BS 1881: Part. 201³ estão mencionadas alguma recomendações úteis que se devem ter em conta na escolha do método a utilizar, como por exemplo:

- Custo direto e indireto da sua realização;
- Condições da zona a ensaiar;
- Acessibilidade da zona a ensaiar;
- Efeito dos possíveis danos produzidos pelo ensaio no local do teste;

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

³ BS 1881: Part. 201, *Testing concrete. Guide to the use of non-destructive methods of tests for hardened concrete*, Londres, 1986.

- Nível de precisão necessário ao estimar-se o parâmetro que se pretende determinar.

Consoante a informação que se pretenda obter da Obra de Arte, existem vários métodos de ensaios que a podem fornecer como indicado nos Quadros 2.2 e 2.3.

Quadro 2.2 – Diferentes métodos de ensaios disponíveis para inspeção de estruturas de betão armado⁴

Informação pretendida	Métodos disponíveis
Comportamento em serviço, ou quase até à rotura de um elemento estrutural	Ensaio de carga
Resistência do betão	Extração de carotes
	Esclerómetros
	Ultrassons
	Pull-off
	Tração por flexão
	Resistência à penetração
Propagação das fissuras	Ultrassons
	Emissão acústica
Determinação de vazios ou defeitos internos e efetividade do processo de compactação	Radiografia
	Extração de carotes
	Ultrassons
	Impulso-Eco
Densidade	Radiometria
Permeabilidade	Ensaio de penetração
Presença de humidade	Métodos nucleares
	Resistividade elétrica
	Termografia
Conteúdo do cimento	Análise química
	Métodos nucleares
Propriedades da pasta cimentícia e dos seus constituintes	Análise química
	Extração de carotes
Deteção de armaduras	Métodos eletromagnéticos
	Radiografias
Grau de deterioração do betão	Análise química
	Ultrassons
Resistência à abrasão e grau de consistência	Eletrómetro
	Métodos físicos
	Termografia por infravermelhos

⁴ Monografia CIMNE N° 65, *Evaluación y rehabilitación estructural de edificios*, Possibilidades de las técnicas numéricas y experimentales, Barcelona, 2002.

Quadro 2.3 – Métodos para determinação *in situ* de parâmetros de resistência em estruturas de betão armado⁴

Tipo de ensaio	Método	Propriedade de medida	Zona afetada pelo ensaio
Semidestrutivo	Pull-out	Resistência à tração, combinado com esforço transversal	Superficial
	Tração por flexão	Resistência à flexo-tração	Superficial
	Pull-off	Resistência à tração	Superficial
	Resistência à penetração	Resistência à penetração	Superficial
	Extração de carotes	Resistência à compressão	Zona interna
Não Destrutivo	Esclerómetro	Dureza superficial	Superficial
	Ultrassons	Módulo de deformação dinâmico	Zona interna e zona superficial

Nos pontos seguintes serão apresentados os aspetos específicos dos diferentes métodos de ensaio em estruturas de betão armado.

2.6.1. Técnicas que recorrem à Teoria da Propagação de Ondas

✓ *Ultrassons*

Este método consiste na medição do tempo que demora uma onda de ultrassons a percorrer uma determinada distância. Pode ser realizado de forma direta (Figura 2.4a), se o trajeto entre o emissor e o recetor for em linha reta, de forma semidireta (Figura 2.4b), se o emissor e recetor forem colocados segundo duas direções perpendiculares ou de forma indireta (Figura 2.4c), se o recetor e o emissor forem colocados sobre a mesma superfície. Este ensaio permite determinar as características mecânicas do betão e das suas heterogeneidades, assim como, existência de fissuras ou outros defeitos internos.²

⁴ Monografia CIMNE Nº 65, *Evaluación y rehabilitación estructural de edificios*, Possibilidades de las técnicas numéricas y experimentales, Barcelona, 2002.

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

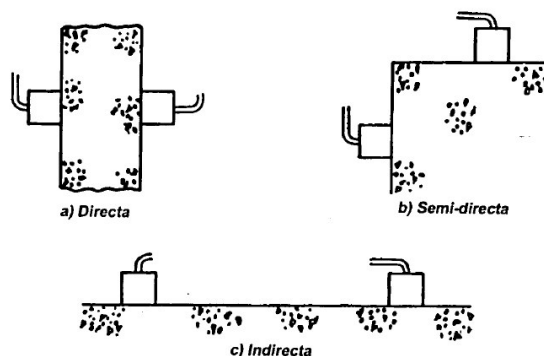


Figura 2.4 – Tipos de leitura da velocidade de propagação por ultrassons (Gonçalves, A.)

Os aparelhos utilizados para a realização deste método de ensaio têm o nome de transdutor de transmissão e de receção que funcionam sendo aplicada uma tensão ao transdutor de transmissão que lhe provoca uma vibração na sua frequência natural que por sua vez provoca um impulso de pressão que se propaga pelo elemento a ensaiar. Simultaneamente, à geração da tensão coloca-se um relógio eletrónico que faz a contagem do tempo que demora o impulso a chegar ao recetor. Pela análise deste tempo é possível perceber o estado do betão. A ligação dos transdutores à superfície de betão é feita através da aplicação de um gel bastante viscoso.²

Segundo José A. L. M. Padrão “a velocidade de propagação de uma onda vibratória está relacionada com o módulo de elasticidade do betão, que por sua vez influencia diretamente a sua resistência.” Efetivamente, a qualidade do betão influencia a velocidade de propagação de ondas. Os parâmetros que fazem variar a qualidade do betão armado são o coeficiente de Poisson, o módulo de elasticidade e a massa específica do mesmo.

No Quadro 1.4, mostra-se a velocidade de propagação das ondas consoante o estado do elemento em betão armado.

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

Quadro 2.4 – Velocidade de propagação de ondas em elementos de betão armado consoante critérios de qualidade (Malhotra, V. M.)⁵

Velocidade de propagação de ondas (m/s)	Estado do elemento em betão armado
Superior a 4575	Excelente
3660 - 4575	Bom
3050 - 3660	Questionável
2135 - 3050	Mau
Inferior a 2135	Muito Mau

Este método é bastante prático, pois o seu equipamento é fácil de transportar, o seu custo não é muito elevado, analisa o betão para além da zona superficial e trata-se de um método não destrutivo.

Para que os resultados obtidos sejam os mais corretos possíveis é aconselhável que a ligação entre o transdutor e a superfície de betão seja, devidamente, limpa. Com o intuito de facilitar o contacto aconselha-se, também, o uso de uma gordura leve entre as duas partes.

O betão armado, como é sabido, é constituído por pasta de cimento, água, inertes e armadura e consoante a percentagem relativa de cada um destes materiais na sua composição, assim as velocidades de propagação se diferenciam. Por isto, as correlações só são satisfatórias se forem analisados betões com dosagem de cimento semelhante, mesmo tipo de inertes e estados higrotérmicos idênticos. As correlações entre a tensão de rotura do betão e a velocidade de propagação dos ultrassons são, em geral, do tipo polinomial ou exponencial e são realizadas experimentalmente por causa da heterogeneidade do betão. Ao se realizarem estas correlações deve evitar-se a presença de armaduras, principalmente, na direção paralela às leituras, o que constitui uma limitação do método, pois poderão cometer-se erros de mais de 50%.⁶

Em seguida, na Figura 2.5, apresenta-se um exemplo de uma possível correlação entre a tensão de rotura do betão e a velocidade de propagação dos ultrassons.

⁵ Malhotra, V. M., *Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods*, American Concrete Institute, Monograph N° 9, ACI, Iowa State University Press, 1976.

⁶ Gonçalves, A., *Novos ensaios Não Destrutivos para a determinação da resistência do Betão nas Estruturas*, Memória n° 671, LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1986.

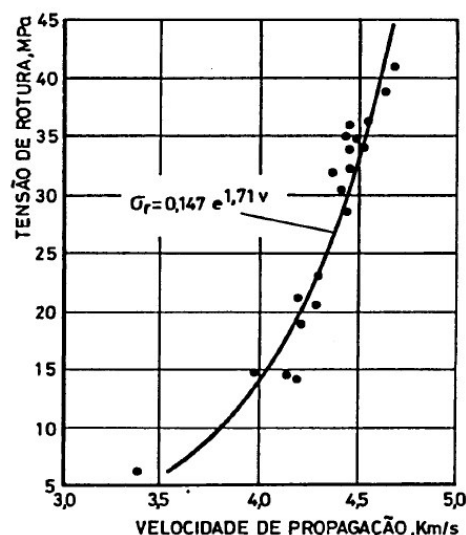


Figura 2.5 – Exemplo da variação da resistência à compressão do betão com a velocidade da propagação dos ultrassons⁶

Segundo Facaoaru, I. “a imprecisão da estimativa de resistência, utilizando o método de ultrassons é a seguinte:

- 12 a 16 %: quando estão disponíveis amostras e se conhece a composição do betão;
- 14 a 18 %: quando só estão disponíveis amostras;
- 18 a 25 %: quando se conhece apenas a composição do betão;
- Acima de 30 %: quando não estão disponíveis amostras nem se conhece a composição do betão, estando os resultados dependentes da experiência do profissional e da existência de dados auxiliares.”

Quando a calibração é realizada com betões idênticos aos que serão analisados *in situ*, a precisão pode ser de $\pm 20 \%$, caso contrário, poder-se-ão cometer erros de $\pm 50\%$.⁶

A estimativa dos resultados do ensaio, ou seja, da resistência é influenciada, principalmente, pelo tipo, dimensão e graduação dos agregados, relação agregado/cimento, condições de cura e idade do betão.⁷

⁶ Gonçalves, A., *Novos ensaios Não Destrutivos para a determinação da resistência do Betão nas Estruturas*, Memória nº 671, LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1986.

⁷ Envagelista, A., *Avaliação da resistência do Concreto usando diferentes Ensaos Não Destrutivos*, Rio de Janeiro, 2002.

De seguida, no Quadro 2.5, apresentar-se-ão os fatores mais importantes que influenciam os resultados obtidos através do método de ultrassons.

Quadro 2.5 – Fatores mais importantes que influenciam os resultados obtidos pelo método ultrassons
(adaptado de Padrão, J. A. L. M. e Envagelista, A.)

Fatores que influenciam os resultados	Observações
Condições da superfície	Devem encontrar-se livres e lisas. Não devem ter qualquer tipo de recobrimento.
Tipos e quantidades dos agregados	Elementos de betão com massas específicas maiores ou com maior quantidade de inertes apresentam velocidades de propagação de onda mais elevadas. A velocidade de propagação de onda é menor em betões com inertes de maior dimensão.
Proporções da mistura	A resistência dos elementos de betão diminui quando a relação água/cimento diminui ou, consequentemente, quando o teor de cimento aumenta.
Tipo de cimento	Não se detetam grandes diferenças entre elementos de betão compostos por cimento Portland comum ou cimento Portland de alta resistência inicial.
Temperatura	Para temperaturas superiores a 30° e inferiores a 5° a velocidade de propagação das ondas é bastante influenciada pela mesma. Investigadores verificaram que em betões ensaiados mantidos a 45°, obtiveram velocidades menores do que os que foram conservados a temperaturas de 25° e 35°.
Presença de armaduras	Em elementos de betão ensaiados com armaduras na mesma direção das ondas, a velocidade de propagação foi maior, uma vez que a velocidade de onda no aço é de 1,2 a 1,9 vezes maior do que no betão. Se não for possível evitar a presença de armaduras, deve proceder-se a uma correção dos valores obtidos. Para armaduras transversais ao percurso da onda, que tenham diâmetros inferiores a 20mm, a sua influência é praticamente nula.
Presença de fissuras e vazios internos	Dependendo do comprimento das fissuras, dos vazios e se estes estão preenchidos com ar ou água, assim a velocidade de propagação das ondas.
Comprimento de propagação de onda	Deve garantir-se um comprimento mínimo para a propagação de ondas, assim os transdutores não devem ficar muito próximos. Recomendam-se: <ul style="list-style-type: none"> • 100mm para elementos de betão com inertes de dimensão máxima inferior a 30mm; • 150mm para elementos de betão com inertes de dimensão máxima inferior a 45mm.
Frequência do transdutor emissor	Em ensaios de betão armado, são indicados transdutores com frequência entre 20 e 150KHz, sendo os mais utilizados os de 54KHz.

O ensaio de ultrassons apresenta as grande limitações da impossibilidade de detetar fissuras quando a sua espessura for reduzida ou se encontrar preenchida com água ou outro material, assim como, a impossibilidade de detetar vazios no interior do betão de pequena dimensão relativamente à trajetória das ondas ou à espessura do elemento a ensaiar.²

✓ *Impacto-Eco*

O princípio do ensaio consiste na aplicação de uma perturbação elástica pelo impacto mecânico de uma esfera na superfície do elemento a ensaiar. A partir do ponto de impacto propagam-se ondas (P e S) que são refletidas pelas interfaces internas ou pelos limites externos do elemento e ao chegarem, novamente, ao ponto de partida provocam deslocamentos que são medidos por um transdutor de receção colocado junto do ponto de impacto, permitindo, assim, a obtenção dos resultados. O ensaio é, então, composto por três componentes: fonte de impacto, transdutor de receção e um sistema de aquisição de dados.²

Na Figura 2.6, apresenta-se um esquema que permite elucidar, não só, os princípios básicos deste ensaio, mas também, os componentes que o constituem.

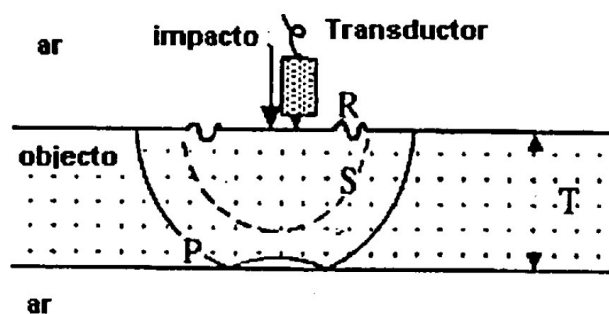


Figura 2.6 – Esquema do método Impacto-Eco (ACI 228.2R-98)

A frequência do impulso é influenciada pela duração do impacto, sendo que, quanto menor a duração do impacto, maior a frequência gerada. O impacto é produzido por esferas de aço com diâmetros que podem variar entre os 2 e os 15mm, provocando, respetivamente, frequências superiores a 100kHz e a 15kHz. Posteriormente, a

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

informação retirada do transdutor é captada pelo sistema de aquisição de dados que armazena os tipos de onda digitalizados, calcula e analisa o sinal provocado pelo impacto.²

Este método origina bons resultados na inspeção de estruturas de betão armado quando se pretende detetar descontinuidades internas dos elementos, determinar a profundidade das fissuras e determinar a espessura dos elementos de betão que apenas contêm uma fase visível, como por exemplo, lajes de fundação, paredes moldadas, etc.. Ao contrário do que acontece no método ultrassons, descrito anteriormente, neste método as armaduras em nada afetam a obtenção de resultados.²

Em suma, as vantagens que este método apresenta são⁸:

- Apenas se necessita de ter acesso a uma das superfícies do elemento a ensaiar;
- Deteta uma grande variedade de defeitos, nomeadamente, internos;
- Não necessita de materiais de acoplamento.

No entanto, apresenta, também, algumas desvantagens⁸:

- Necessidade de operador com relativa experiência;
- Impossibilidade de análise de elementos com espessura superior a 2m por incapacidade da instrumentação, atualmente, existente no mercado.

✓ *Esclerómetro*

O método baseia-se em submeter a superfície de betão a um impacto, utilizando uma determinada massa com uma dada energia, ambas padronizadas e medir o valor da energia cinética antes do impacto e quando esta é absorvida ao longo do impacto (índice esclerométrico). A energia absorvida está relacionada com a resistência do betão.⁸

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

⁸ ACI 228.2R-98, *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1998.

Para se estimar a resistência do betão são construídas curvas de correlação. De perceber que não existe uma única curva de correlação, pois a resistência do betão depende do teor de cimento, do tipo de inerte e sua dimensão, da maturidade do betão e do teor de humidade.

O equipamento utilizado neste método, como o nome indica, é o esclerómetro (Figura 2.7), é um aparelho leve, simples de manobrar e relativamente barato. Como ensaio não destrutivo que é este método, os danos provenientes do próprio ensaio são praticamente nulos. Apenas no caso de se estar presente um betão de baixa resistência é que poderá deixar uma pequena marca, mas nada que constitua gravidade.



Figura 2.7 – Esclerómetro (www.civilgeeks.com)

Este método é utilizado, essencialmente, para verificação da uniformidade do betão em determinado elemento, para estimar a sua resistência actual e para acompanhar a evolução dos seus parâmetros resistentes ao longo do tempo.²

A grande desvantagem deste método relaciona-se com o facto de que os resultados obtidos são, somente, referentes à resistência do elemento numa profundidade a rondar os 30 a 50mm⁷, pois, segundo Teodoru, a partir dos três primeiros meses há influência da carbonatação do betão.

De seguida, no Quadro 2.6, apresentar-se-ão os fatores mais importantes que influenciam os resultados obtidos através do método do esclerómetro.

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

⁷ Envagelista, A., *Avaliação da resistência do Concreto usando diferentes Ensaio Não Destrutivos*, Rio de Janeiro, 2002.

Quadro 2.6 - Fatores mais importantes que influenciam os resultados obtidos pelo método com o esclerômetro (adaptado de Padrão, J. A. L. M. e Envagelista, A.)

Factores que influenciam os resultados	Observações
Condições da superfície	Devem encontrar-se lisas, visto que o índice esclerométrico depende do seu estado. As superfícies que se encontrarem saturadas podem corresponder a índices cerca de 20% menores do que os que correspondem a superfícies secas. Para betões com idade superior a três meses, a influência da carbonatação nas camadas superficiais pode impedir de ensaiar as camadas interiores da peça. Em zonas de ensaio que possuam camadas carbonatadas, resultam índices esclerométricos maiores do que os correspondentes às camadas internas.
Tipo de cimento	Para os diversos tipos de cimento Portland, os resultados não apresentam variações significativas (na ordem dos 10%). Se for utilizado cimento aluminoso pode existir uma variação de 199%, em relação às curvas de correlação obtidas para o cimento Portland.
Teor de cimento	A mudança do teor de cimento pode levar a um erro de 10% na estimativa da resistência, sendo que betões com elevado teor de cimento têm índices esclerométricos menores do que os betões com teores de cimento menores.
Tipos e dimensões dos agregados	Para um determinado índice esclerométrico, a resistência à compressão é menor para a correlação feita para betões com inertes de seixo do que com inertes de calcário, por exemplo. A presença de inertes de maiores dimensões, situados por baixo do percutor, pode provocar índices muito mais elevados, sendo que o oposto acontece se existirem vazios. Deve-se estabelecer curvas de correlação específicas de acordo com o tipo de inerte utilizado. ⁸
Direção do ensaio	O esclerómetro deve ser utilizado segundo uma direção perpendicular à da superfície de ensaio. Se, por algum motivo, tal não for possível, deve-se corrigir o índice por meio de coeficientes fornecidos pelo fabricante.
Rigidez da peça	O impacto provocado pelo esclerómetro não pode provocar vibração na peça a ensaiar. Em ensaios cujo objetivo é comparar diversos elementos estruturais, estes devem ser realizados entre peças com rigidez semelhante.
Tipo de cura e idade do betão	São necessárias curvas de correlação para diferentes condições de cura. A dureza e a resistência variam em função do tempo.

⁸ ACI 228.2R-98, *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1998.

2.6.2. Método de medição da resistência à penetração

O princípio básico desta técnica consiste em medir a profundidade de penetração de um ponteiro quando este é empurrado contra um dado elemento estrutural, com recurso a uma unidade de controlo. Consoante a penetração, assim se estima a resistência à compressão do elemento. A penetração por intermédio do ponteiro cria um pequeno buraco na superfície de betão e ao removê-lo do buraco efetua-se a medição da profundidade do mesmo com um medidor normalizado. É com base nessa profundidade que se estima a resistência à compressão. Por impossibilidade do material existente no mercado, a penetração está limitada a um máximo de 7,60 mm.²

A técnica mais utilizada é a penetração de uma sonda em liga de aço de elevada dureza por meio de um aparelho específico, mais conhecido como a pistola de Windsor. Este método tem algumas semelhanças com o do esclerómetro, no entanto, neste método a sonda embate na estrutura com muito mais energia do que o pistão do esclerómetro.

A sonda penetra no elemento de betão a ensaiar até que a energia cinética inicial seja absorvida. Esta energia é função do impulso utilizado para propulsionar a sonda, da localização da sonda no aparelho antes do disparo e das perdas por fricção enquanto a sonda vai percorrendo o próprio aparelho propulsor. Enquanto a sonda vai penetrando na estrutura, alguma da energia vai sendo absorvida por atrito, a restante é absorvida pelo esmagamento e fratura da zona de impacto da sonda no elemento a ensaiar.²

Ao contrário dos métodos enunciados anteriormente, este método é influenciado, principalmente, pelo tipo de inertes e suas dimensões, já o teor de humidade, o tipo de cimento e o processo de cura em nada influencia os resultados obtidos.

O seu campo de aplicação desenrola-se na determinação da evolução da resistência à compressão do betão e na constatação de uniformidade do mesmo.

Para se realizar este ensaio é, apenas, necessário ter acesso a uma das superfícies do elemento a ensaiar o que se torna bastante útil, por exemplo, em elementos de fundação. Há, no entanto, de ter em atenção às armaduras e tentar evitá-las.²

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

De seguida, no Quadro 2.7, apresentar-se-ão os fatores mais importantes que influenciam os resultados obtidos no ensaio de resistência à penetração.

Quadro 2.7 - Fatores mais importantes que influenciam os resultados obtidos pelo método de resistência à penetração (adaptado de Padrão, J. A. L. M. e Envagelista, A.)

Fatores que influenciam os resultados	Observações
Condições da superfície	A textura e a humidade superficial não têm influência no resultado final. No entanto, se o recobrimento final for executado à colher, a camada superficial é mais dura, o que pode provocar valores inferiores de penetração.
Tipos e dimensões dos agregados	O tipo de agregado influencia, diretamente, o comprimento de penetração. Quanto mais rígido for o inerte, menor é o comprimento de penetração.
Carga de propulsão	O tipo de carga de propulsão pode influenciar a velocidade de disparo, o que pode implicar profundidades de penetração diferentes. Quanto maior a resistência do betão a ensaiar maior deve ser a carga de propulsão.
Tipo de ponteiro ou sonda	Em elementos de betão com resistência elevada devem ser utilizados ponteiros ou sondas de maior rigidez para que não se corra o risco de não conseguirem penetrar na peça.
Direção do ensaio	O posicionamento da pistola deve ser perpendicular à superfície a ensaiar e devem-se evitar as armaduras.

2.6.3. Teste Pull-Off

O princípio do ensaio consiste em anexar à superfície do elemento estrutural a ensaiar um disco, geralmente, com 50mm e em aço que será, posteriormente, arrancado. Essa anexação é realizada com recurso a materiais, altamente, adesivos como as resinas epóxi. O seu arranque é realizado por meio de aplicação de uma força de tracção incrementada por carga sucessivas (Figura 2.8). De notar que antes de qualquer anexação a superfície deve ser bem limpa para melhorar a aderência. É importante, também referir que, se o betão estiver carbonatado ou tiver sido fabricado com cimento aluminoso se deve fazer uma carotagem na parte superficial do betão para que a rotura se dê a uma maior profundidade.²

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

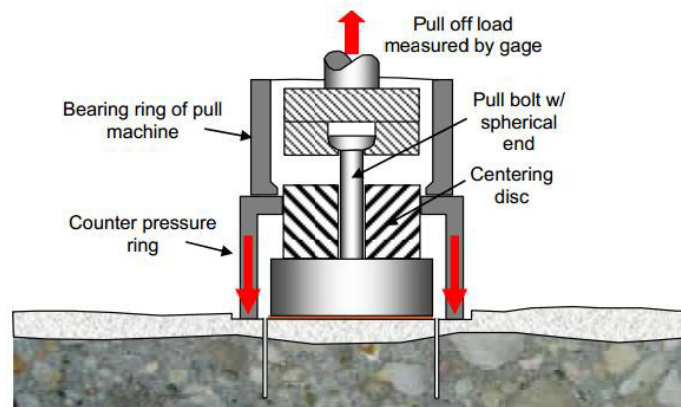


Figura 2.8 – Esquema de tração direta Pull-Off (www.germann.org/catalog)

Quando a força tracionada exceder a força de tração do betão dá-se a rotura como se pode constatar na Figura 2.9 e pode-se determinar a tensão de tração do elemento a ensaiar. Recorrendo a gráficos de calibração pode estimar-se a tensão de compressão do betão.²



Figura 2.9 – Ensaio Pull-Off numa laje de betão (adaptado de www.germann.org/catalog)

Este ensaio é muito útil para se obter conhecimento sobre a aderência entre as várias camadas de betão que o elemento estrutural possa conter quando se detetam delaminações do mesmo, no entanto, a sua principal função é a determinação da resistência dos elementos de betão.

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

Os fatores que podem influenciar a relação entre a força de tração e a resistência à compressão são⁷:

- Idade do betão;
- Tipo e dimensão máxima dos inertes;
- Condições de cura;
- Dosagem e tipo de cimento.

2.6.4. Ensaios para determinação do risco de corrosão

✓ *Através da medição da resistividade do betão*

O ensaio baseia-se, basicamente, em medir a resistividade do betão, através dos níveis de corrente entre uma peça e um elétron de referência. O equipamento inerente ao ensaio é um conjunto de quatro elétrodos em linha com um espaçamento previamente definido, uma fonte de corrente alternada e circuitos eletrónicos (Figura 2.10). Para realização do ensaio é necessário aplicar-se uma corrente alternada entre as duas sondas externas e medir uma voltagem entre as duas sondas internas.⁹

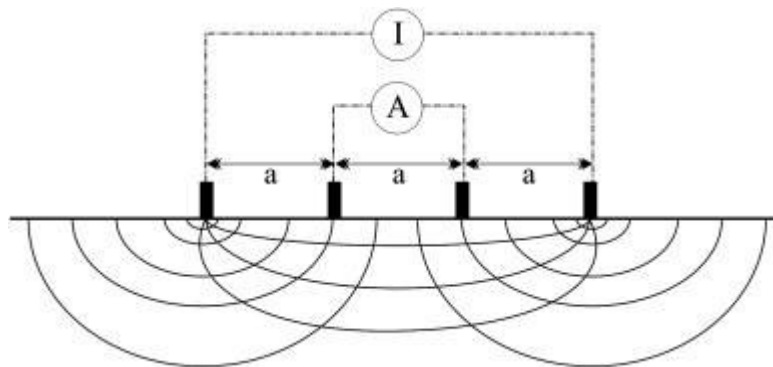


Figura 2.10 – Disposição utilizada para determinar a resistividade do betão (www.sciencedirect.com)

⁷ Envagelista, A., *Avaliação da resistência do Concreto usando diferentes Ensaios Não Destrutivos*, Rio de Janeiro, 2002.

⁹ www.oz-diagnostico.pt.

Com a realização deste método é possível localizar as zonas de betão armado que necessitam de reparação ou ser protegidas da corrosão. É, também, muito útil na monitorização da evolução da corrosão ao longo do tempo.²

Este método apresenta as vantagens do equipamento ser leve e fácil de transportar e de fornecer indicação sobre o aspeto da atividade de corrosão ao tempo do ensaio. No entanto, apresenta algumas desvantagens, nomeadamente, a necessidade de haver uma ligação à armadura, não ser aplicável em armaduras revestidas com epóxidos, a necessidade do betão se encontrar húmido, não determina o grau de corrosão e deve ser realizado por pessoal, altamente, especializado.⁸

✓ *Através da técnica da resistência de polarização*

O princípio desta técnica baseia-se na determinação da corrente que provoca a alteração do potencial das armaduras corroídas. A resistência de polarização, R_p , como se indica na expressão, é a relação linear entre a variação da tensão, ΔE , e a variação da corrente por unidade de área da superfície de armadura, Δi .⁸

$$R_p = \frac{\Delta E}{\Delta i}$$

O inverso da resistência à polarização dá-nos o grau de corrosão das armaduras que é conhecido, geralmente, como a corrente de corrosão por unidade de área da armadura e é determinado por meio da seguinte expressão⁸:

$$i_{corr} = \frac{B}{R_p}$$

Em que:

i_{corr} – valor da corrente [A/cm^2];

B – constante [V];

R_p – resistência de polarização [$\Omega \cdot cm^2$].

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

⁸ ACI 228.2R-98, *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1998.

A constante, B, para a corrosão em armaduras no betão é, normalmente, adoptado o valor de 0,026V.⁸

O valor da corrosão pode ser convertido em massa de aço corroído por unidade de tempo, ou seja, ao conhecer-se o diâmetro da armadura, o grau de corrosão pode ser convertido em perda de diâmetro da armadura.²

O equipamento necessário à realização deste ensaio é constituído por uma unidade central de controlo, um sensor pa medir a taxa de corrosão e o potencial e outro sensor para medir a resistividade, temperatura e humidade relativa (Figura 2.11).



Figura 2.11 – Equipamento utilizado no Método de Polarização (www.getrotech.com.br)

De forma algo simplificada mencionam-se os procedimentos necessários para o uso deste tipo de equipamento e, conseqüentemente, para uma correta elaboração do ensaio⁸:

- Localizar a disposição das armaduras com auxílio de um pacómetro, marcando-a na superfície de betão;
- Gravar a profundidade de recobrimento e o diâmetro da armadura;
- Executar uma ligação elétrica com as armaduras (eléctrodo trabalhador);

⁸ ACI 228.2R-98, *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1998.

- Localizar a armadura, cujo grau de corrosão se pretende quantificar, molhar a superfície correspondente e colocar o aparelho sobre o meio da armadura;
- Medir o potencial de corrosão da armadura, relativa ao eletrodo de referência, isto é, medir o potencial;
- Medir a corrente entre o eletrodo oposto e o eletrodo trabalhador, que é necessária para produzir uma alteração de -4mV, no potencial do eletrodo trabalhador;
- Repetir os mesmos passos para diferentes valores de potencial, nomeadamente, -8mV e -12mV, assim como o potencial de corrosão;
- Determinar a área de armaduras afetadas, através da medição do perímetro da armadura multiplicando pelo comprimento sobre o eletrodo oposto;
- Dividir o potencial pela corrente, por unidade de área de armadura, ou seja, determinar a resistência de polarização.

De referir que o grau de corrosão num determinado local da estrutura depende da composição do betão, da presença de oxigénio e da temperatura, logo o grau de corrosão em qualquer local de uma determinada estrutura exposta pode ter variações sazonais. Torna-se óbvio, então, que para se estimar o acréscimo de corrosão ocorrente ao fim de um determinado período de tempo se devem realizar repetidas medições em diferentes fases do ano.²

Não se deve ainda esquecer que para que o ensaio ocorra nas melhores condições⁸:

- A superfície de betão deve encontrar-se lisa, sem qualquer tipo de fissura ou desigualdade;
- A superfície de betão não deve conter impermeabilizantes ou camadas protetoras;
- A camada de recobrimento deve ser inferior a 100mm;
- As armaduras não devem ter nenhum tipo de tratamento epóxi ou galvânico;

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

⁸ ACI 228.2R-98, *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1998.

- A armadura ensaiada deve estar em contacto direto com o betão;
- A armadura não deve estar protegida catodicamente;
- A estrutura de betão armado não deve estar próxima de correntes elétricas parasitas e/ou de grandes campos magnéticos;
- A temperatura ambiente deve encontrar-se entre os 5 e os 40 °;
- A superfície de betão, no local do ensaio, não deve apresentar humidade aparente;
- Os locais de ensaio não devem ter distâncias menores a 300 mm de descontinuidades, como por exemplo, arestas ou juntas.

Em síntese, este método, permite a determinação da taxa de corrosão das armaduras em elementos de betão armado com recurso a um equipamento, relativamente, simples, fazendo medições com sensores em contacto com a superfície do elemento a ensaiar ligados às armaduras. O próprio instrumento está equipado com um microprocessador que armazena os dados para uma posterior análise.

2.6.5. Pacómetro

Os pacómetros são aparelhos utilizados para localizar armaduras, determinar a espessura de recobrimento do elemento e estimar os diâmetros das próprias armaduras (Figura 2.12).²

Os procedimentos inerentes à utilização deste equipamento são:

- Determinar a orientação das armaduras;
- Medição da camada de recobrimento;
- Estimar o diâmetro das armaduras.

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.



Figura 2.12 – Realização de um ensaio com pacômetros (www.sidercem.it)

Este método apresenta as vantagens de ser possível encontrar o posicionamento das armaduras, poder estimar-se a espessura de recobrimento e, ainda, a leveza e portabilidade do equipamento. No entanto, pela aplicação deste método torna-se difícil a exatidão e precisão dos resultados, nomeadamente, no que diz respeito à espessura da camada de recobrimento e ao diâmetro das armaduras.⁸

2.6.6. Determinação *in situ* do teor em cloretos do betão

Este ensaio baseia-se na elaboração de três furos no betão a ensaiar até à profundidade que se pretenda determinar o teor de cloretos. Caso se queira determinar um perfil de teor em cloretos, será necessário recolher amostras em três profundidades diferentes (perto da superfície, ao nível das armaduras e abaixo das mesmas). As armaduras podem ser localizadas, por exemplo, por meio de pacômetros para que se possa optar por uma correta localização do ensaio.²

A amostra constituída por pó deve ser recolhida para um saco de plástico, hermeticamente, fechado. Posteriormente, retiram-se para uma garrafa de ensaio 3g que será dissolvido em 20 ml de uma solução ácida. Por fim, calibra-se o eléctrodo, coloca-se na garrafa de ensaio e lê-se o teor em cloreto indicado no mostrador do equipamento utilizado neste método.²

⁸ ACI 228.2R-98, *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1998.

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

2.6.7. Determinação da profundidade de carbonatação

Antes de se explicar o método há a referir que se alguma camada de betão apresentar sinais de carbonatação, o aparecimento de corrosão nas armaduras fica deveras favorecido.

O ensaio baseia-se em determinar a diferença de pH entre o betão e a frente carbonatada por aspersão de indicadores químicos, como por exemplo, a fenolftaleína dissolvida em álcool com concentração de 1 %. A fenolftaleína é o indicador mais utilizado, porque é incolor para pH inferior a 9,2 e violeta acima desse valor.²

Este ensaio é realizado em carotes, previamente extraídos e logo que a sua remoção esteja concluída deve ser feita a aspersão. A medição da profundidade da camada incolor, ou seja, da camada carbonatada deve realizar-se a partir da superfície exterior e em várias posições, sendo que a média das diferentes medições corresponde ao resultado final (Figura 2.13).



Figura 2.13 – Determinação da profundidade de carbonatação com extração de carotes
(<http://www.pdig.pt>)

As vantagens inerentes a este método prendem-se com o facto de ser simples, de execução económica e, mais importante, fornece informação bastante credível sobre o risco de ocorrência de corrosão nas armaduras. Já no que diz respeito às desvantagens, pode dizer-se que a principal está relacionada com o facto do ensaio ser semi-destrutivo.²

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

2.6.8. Ensaio de carotes 317/214

O ensaio de carotes, apenas, é realizado como última opção, uma vez que, para além do seu custo bastante elevado é, também, necessária a furação da estrutura que pode provocar inconvenientes arquitetónicos e estruturais. Outra limitação importante é que depois de extraídas as carotes pode chegar-se à conclusão que a sua composição não é representativa de toda a estrutura.²

Depois de, devidamente, escolhido o local de ensaio a amostra (carote) é extraída através de uma máquina de corte rotativa, como a que ilustra a Figura 2.14. A extração deve ser realizada com o equipamento o mais firme possível, por forma a não se provocar qualquer tipo de perturbação na estrutura.



Figura 2.14 – Máquina de corte de carotes (www.arrabiserve.pai.pt)

Imediatamente após a extração das carotes, estas devem ser rematadas para que fique com as duas superfícies paralelas e perpendiculares ao eixo da peça. Aconselha-se que a amostra seja desde logo ensaiada para se constatar se será ou não necessário realizar uma nova extração caso a primeira não cumpra com os pressupostos pretendidos (Figura 2.15).²

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.



Figura 2.15 – Extração de carotes (www.arrabiserve.pai.pt)

A fim de se obter uma análise petrográfica de betões e argamassas, as carotes são levadas a análise de microscópios eletrónicos em lâminas delgadas de material para caracterização física e química dos seus materiais constituintes. Essas lâminas são realizadas a partir da carote, procedendo-se ao seu corte a fim de se obter um prisma com cerca de $50 \times 40 \times 10\text{mm}$. Posteriormente, o prisma obtido é mergulhado em álcool, de seguida seco no forno e no fim é-lhe impregnado, sob vácuo, uma resina epóxida para evitar a fissuração artificial e a carbonatação que depois há-de ser retificada e polida. Finda esta fase, procede-se à montagem de um dispositivo petrográfico de vidro com uma serra de precisão que permite fazer o corte das lâminas com espessuras de $25\text{ }\mu\text{m}$.²

A análise através de microscópio das lâminas delgadas permite recolher informação sobre os seguintes parâmetros⁹:

- Composição e qualidade dos agregados;
- Tipo de cimento, grau de hidratação, conteúdo de cinzas volantes, escórias de alto-forno, etc.;
- Vazios preenchidos por bolhas de ar;
- Porosidade capilar e a reação aparente água/cimento;

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

⁹ www.oz-diagnostico.pt.

- Reações secundárias: carbonatação, ataque de sulfatos, reações entre os agregados e o cimento, etc.;
- Microfissuras: sua tipologia, nomeadamente, fissuras de adesão, fissuras de retração, fissuras provocadas pelo gelo/degelo, fissuras por reações alcali-sílica.

Quanto aos fatores que influenciam os resultados deste ensaio, podem identificar-se os seguintes²:

- Características dos materiais:
 - ✓ Teor de humidade;
 - ✓ Vazios;
 - ✓ Condições de cura;
 - ✓ Relação água/cimento;
- Variáveis de teste:
 - ✓ Relação comprimento/diâmetro da amostra;
 - ✓ Diâmetro da amostra;
 - ✓ Tipo de elemento estrutural;
 - ✓ Localização da amostra no elemento;
 - ✓ Existência de armaduras.

2.6.9. Radar

O ensaio consiste em utilizar ondas eletromagnéticas de alta frequência (100 MHz a 1 GHz) a partir de impulsos muito curtos (0,5 a 1 μ s) emitidos por uma antena. Essas ondas penetram no betão alvo de inspeção e ao refletirem nas superfícies de separação de materiais com constantes dielétricas diferentes são recolhidas e registadas por um receptor.²

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

O equipamento necessário à aplicação deste método é composto por uma antena, uma unidade de controlo, um aparelho de visionamento e um aparelho de armazenamento de dados (Figura 2.16). A antena emite uma onda de vibração, ou seja, um impulso eletromagnético e recebe as ondas refletidas. A unidade de controlo é responsável pelo controlo da repetição de frequência do impulso, obtém e amplifica o sinal recebido e fornece outputs para um aparelho de visionamento. Esse aparelho de visionamento contém oscilógrafos que imprimem uma série de tipos de ondas gravadas que possibilitam observar as alterações aos tipos de onda modelo. Existe, igualmente, software sofisticado que ajuda imenso na interpretação dos resultados obtidos, como por exemplo, a visualização através de cores diferentes à medida que a amplitude do sinal se altera. Quanto ao aparelho de armazenamento, há a referir que os dados são armazenados num gravador analógico ou num aparelho de armazenamento digital e permitem uma posterior análise e interpretação.^{2 e 8}



Figura 2.16 – Equipamento utilizado no ensaio com recurso a radar (www.bakertesting.com)

Com este método é possível detetar com eficácia discontinuidades, como vazios e fissuras, no interior dos elementos de betão a ensaiar, medir a sua espessura e localizar armaduras, se bem que não permite determinar o seu diâmetro.

Este método apresenta vantagens no que diz respeito à facilidade de penetração em camadas interiores dos elementos a ensaiar de grandes dimensões e em curtos períodos de tempo e, ainda, à facilidade de deteção de humidade interna e presença de elementos metálicos embebidos. No entanto, também apresenta algumas desvantagens, tais como: a região ensaiada está confinada ao volume em forma de cone, situado por baixo da

² Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004.

⁸ ACI 228.2R-98, *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1998.

antena, em caso de excesso de armadura é impossível analisar as camadas inferiores às próprias armaduras, sem presença de humidade torna-se difícil detetar a localização das fissuras, impulsos com recurso a antenas de grande resolução limitam profundidades de penetração das ondas de 400 a 750 mm e é necessário que os operadores do ensaio possuam uma vasta experiência para lidarem com o equipamento e interpretem os resultados do ensaio.⁸

2.6.10. Combinação de métodos

Segundo Padrão, José A. L. M. “a utilização de métodos de ensaio combinados representa um potencial aumento no nível de precisão que só se obtém na realização de ensaios *in situ*, em relação aos métodos utilizados de forma isolada. Normalmente, utiliza-se a combinação de métodos quando se pretende determinar a resistência *in situ* de elementos de betão.”

Algumas das combinações de métodos em que se verificaram ganhos de eficácia nos resultados obtidos são¹⁰:

- Ultrassom + esclerómetro;
- Ultrassom + pull-off;
- Esclerómetro + pull-off.

Para que a combinação seja o mais rentável possível é aconselhável que se tenha bem presente os seguintes pressupostos¹⁰:

- Cada método deve fornecer informação sobre diferentes propriedades que influenciam a resistência do betão;
- Cada método deve estar apto à realização de ensaios em elementos com tamanhos e formas diferentes;

⁸ ACI 228.2R-98, *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1998.

¹⁰ RILEM NDT 4, *Recommendations for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods*, 1993.

- Os ensaios devem ser rápidos;
- Os métodos devem ter o mesmo nível de precisão, na determinação da resistência;
- Os ensaios não devem afetar o comportamento estrutural do elemento a ser ensaiado.

Como referido, anteriormente, ao utilizar-se uma combinação de métodos consegue-se um aumento significativo de precisão, pois os fatores que influenciam um dos métodos da combinação podem não afetar o outro.

Capítulo 3

Anomalias e Suas Causas Possíveis em Obras de Arte

3.1. Considerações iniciais

A grande maioria das patologias identificadas em Obras de Arte apresentam sintomas relacionados com a fendilhação, delaminação, corrosão, degradação do betão, infiltrações e deformações que podem resultar, entre outras causas, de deformações impostas que se exercem durante a fase de construção ou ao longo do seu período de vida ou podem resultar devido à aplicação de ações diretas. No entanto, o que se verifica na grande maioria dos casos é a conjugação de vários fatores que podem ocorrer em simultâneo ou em sequência provocando a acumulação de efeitos que provocam e acentuam o processo de degradação.¹¹ Efetivamente, todas as estruturas de engenharia civil e as Obras de Arte não são exceção, ao longo da sua vida útil interagem com o meio ambiente em que se encontram, sendo submetidas a diversas solicitações e sofrendo, inevitavelmente, degradações com o decorrer do tempo.

Maioritariamente, as patologias nas estruturas manifestam-se externamente, permitindo, assim, aos diversos intervenientes técnicos com maior ou menor dificuldade identificar as suas origens e avaliar formas de evitar a sua evolução. Consoante a importância e função do componente da estrutura em que se manifestam, as patologias poderão ser consideradas estruturais ou não estruturais. Danos mais importantes como o estado avançado de degradação dos materiais deverão ser alvo de maior preocupação, pois podem corresponder a curto médio prazo a situações que podem pôr em causa o correto funcionamento estrutural da Obra de Arte e/ou do tráfego.

Sabendo que as anomalias dos componentes das Obras de Arte (tabuleiro, encontros, cornijas, guarda corpos, aparelhos de apoio, juntas de dilatação, pavimento, elementos de drenagem, taludes, passeios, muros, etc.) diferem, principalmente, da sua função e do tipo de material que os compõe (betão, aço, asfalto, etc.) deve avaliar-se,

¹¹ Figueiras, Joaquim A., 2^{as} *Jornadas de Estruturas de Betão*, editado por Joaquim A. Figueiras e Ana Maria S. T. Bastos, 1998, Porto.

critérios, o seu estado de conservação, assim como é claro, o comportamento estrutural da própria Obra de Arte em termos globais da superestrutura a fim de se perceber se ocorreram deformações excessivas, deslocamentos diferenciais de alguns elementos estruturais, erosão das fundações ou qualquer outro tipo de problema.

As anomalias em função das causas que lhes deram origem, assim se manifestam nas estruturas, ou seja, cada anomalia se faz notar na estrutura dependendo das causas que lhes deram origem. Com o intuito de minimizar a evolução constante das patologias e, conseqüentemente, a constante degradação das Obras de Arte é importante analisar as causas que estão por de trás da sua ocorrência.

As patologias identificadas nas estruturas são originadas por diferentes fatores que podem ocorrer tanto na fase de projeto da estrutura como na fase da sua construção ou na fase de exploração da mesma. Na fase de projeto poderão identificar-se entre outros:

- Erro ou omissão de ações de cálculo;
- Simplificação excessiva do modelo de cálculo;
- Não consideração da temperatura;
- Não consideração dos efeitos diferidos (retração, fluência e relaxação);
- Não consideração da encurvadura em elementos verticais comprimidos;
- Consideração incorreta da ação sísmica;
- Recobrimentos insuficientes das armaduras;
- Distâncias inadequadas de varões ou cabos de pré-esforço;
- Posicionamento deficiente dos aparelhos de apoio;
- Dimensionamento geométrico.

Na fase de execução, os fatores que se poderão identificar são entre outros:

- Má interpretação de desenhos de execução;
- Compactação deficiente do solo;
- Coeficiente de dosagem dos componentes do betão armado;
- Betonagem deficiente;
- Cura deficiente e precoce do betão;
- Má execução das juntas de betonagem;
- Utilização de pré-esforço inadequado e deficiente injeção das suas bainhas;

- Descofragem precoce;
- Inexistência de fiscalização.

Na fase de exploração, os fatores que se poderão identificar são entre outros:

- Alteração das condições de exploração, nomeadamente, aumento das cargas rodoviárias;
- Agressões exteriores relacionadas com a presença e circulação de água;
- Acidentes, como por exemplo choque de veículos ou barcos.

Por tudo o mencionado, anteriormente, torna-se indispensável identificar os sintomas que as estruturas vão apresentando, assim como identificar as causas que poderão ter levado à existência de uma qualquer anomalia para que se possa escolher e optar pelo método de reparação mais adequado e, conseqüentemente, controlar e reparar a respetiva patologia.

A classificação das diferentes patologias por áreas nem sempre é uma tarefa fácil, no entanto, será realizada, nesta dissertação, tendo em conta os tipos de Obras de Arte, tendo em conta os tipos de sintoma e tendo em conta as suas causas. De referir que estes tipos de classificação não são de todo independentes, estando na maioria dos casos, intimamente, relacionados entre si.

3.2. Mecanismos de deterioração do betão

Como já foi descrito, anteriormente, as patologias apresentadas por uma Obra de Arte poderão estar diretamente ligadas às regras de cálculo e às disposições construtivas utilizadas, daí que antes de tudo deve-se primeiro enquadrar a estrutura na época em que foi construída com o objetivo de perceber essas mesmas regras, disposições e todo o seu método construtivo e só em segundo lugar se devem avaliar as patologias que o betão armado poderá apresentar. Deste modo, torna-se, totalmente, indispensável analisar os documentos em vigor dessa época, nomeadamente, os regulamentos de cálculo, entre outros.

Os sintomas de degradação do betão estão relacionados com as propriedades dos seus materiais constituintes e, também, pelas agressões exteriores de origem humana ou de origem natural que as estruturas das Obras de Arte estão submetidas. Os problemas que

as ações naturais podem provocar às estruturas de betão armado e os sintomas que daí sobressaem serão analisados seguidamente.

3.2.1. Origem biológica

Em relação aos ataques biológicos destaca-se o crescimento de raízes, algas ou líquenes em eventuais fendas ou zonas porosas do betão que podem dar origem a ações expansivas que logicamente deterioram o mesmo.¹²

Outro problema associado a agentes biológicos está relacionado com o contacto direto da ação dos esgotos com o betão, pois estes possuem grandes quantidades de enxofre que se converte em ácido sulfúrico ou ácido sulfídrico ou, ainda, em sulfatos pela ação dos microrganismos. Ácidos esses que, por sua vez, corroem o betão, uma vez que atacado surge nele uma superfície esbranquiçada que origina o amolecimento do cimento, propagando-se a queda dos inertes e, conseqüentemente, a exposição das armaduras ao meio ambiente.¹²

3.2.2. Origem física e mecânica

As alterações físicas acontecem por ação de sobrecargas e solicitações excessivas, devido ao choque térmico e à retração.

A variação de temperatura provoca, no betão, aumentos e diminuições de volume, sendo este processo, o responsável pela delaminação da camada de revestimento do mesmo. Em estruturas situadas em zonas geográficas submetidas a temperaturas negativas e a ciclos que permitem congelação e descongelação da água existe o risco dessa mesma água, que se encontra nos vazios do betão, congelar provocando o aumento de volume e levar ao aumento de tensões, fissuras e desagregações, ou seja, fazer aumentar os vazios já, inicialmente, existentes. Este fenómeno ocorre, principalmente, em superfícies horizontais que se encontram expostas a águas pluviais ou em superfícies verticais, em elementos submersos, que se encontram em linhas de água.

Incêndios em Obras de Arte não é um acontecimento muito provável, mas quando acontecem, obviamente, provocam alguns danos nos elementos estruturais e nos materiais que os constituem. Quando submetido a elevadas temperaturas, o betão perde

¹² Mendonça, Luís Viegas, *Durabilidade de Estruturas de Betão Armado Degradação do Betão e Corrosão de Armaduras Importância da Inspeção Periódica*, "Arte e Cimento", nº 37, Out. 2005.

humidade sobre a forma de vapor de água provocando no mesmo patologias relacionadas com o aparecimento de microfissuras, descasques e escamações. A elevada diminuição de volume, provocada pela fonte de calor intensa do incêndio, dos elementos em seu contacto, pode provocar fenómenos de distorção e encurvamento e, consequentemente, provocar algum tipo de anomalia na estrutura.¹³

3.2.3. Origem química

Os ácidos minerais, alguns ácidos orgânicos, soluções de sulfatos, cloretos, açúcares, nitratos, fenóis e compostos de amónio são os principais responsáveis pelas alterações químicas do betão, pois estes em contacto com a superfície do mesmo são absorvidos, levando a reações internas na massa de betão, que originam a formação de novos compostos químicos, estes responsáveis pela deterioração e degradação do betão.¹⁴ De entre essas reações internas serão destacadas as reações de carbonatação, as reações com águas puras, as reações com ácidos, reações com a água do mar e as reações expansivas internas (alcalis-sílica e sulfáticas) que serão seguidamente abordadas.

✓ *Carbonatação*

Segundo Luís de Fátima Teixeira Beleza “a carbonatação do betão é uma reação entre os gases ácidos da atmosfera e os produtos da hidratação do cimento, na presença de humidade.”

Esta reação desenvolve-se em três fases. Na primeira, o dióxido de carbono (CO₂) penetra nos vazios do betão por difusão (movimento, do ponto de vista macroscópico, de soluto de zonas de concentração mais elevadas para zonas de menor concentração até se atingir o equilíbrio). A segunda consiste no CO₂ a reagir com as moléculas de água dando origem a ácidos carbónicos. Na última fase esses mesmos ácidos carbónicos reagem com os componentes alcalinos (hidróxido de cálcio) do betão como se mostra em seguida:



Como se percebe pela análise da reação anterior, o desenvolvimento da carbonatação depende da concentração de CO₂ e da humidade relativa do ar. Outros fatores que fazem

¹³ Beleza, Luís de Fátima Teixeira, *A Reparação de Betões*, Setembro de 1996.

¹⁴ Noel, P. Mailvaganam, *Repair and protection of concrete structures*, 1991.

depende a carbonatação, mas que não se encontram tão explícitos na reação anterior, são o tipo de cimento e a razão água/ligante do betão.³

O resultado desta reação provoca dois efeitos distintos que podem ser considerados, um como favorável e outro como desfavorável. O favorável relaciona-se com a camada de calcite que se forma na superfície do betão, provocando, por um lado, um aumento de resistência do mesmo e por outro lado o aumento da sua impermeabilidade. O desfavorável prende-se com a diminuição da alcalinidade do betão e, consequentemente, a diminuição da camada de proteção que o betão proporcionava em torno das armaduras.³

Segundo Luís de Fátima Teixeira Beleza “em betões de boa qualidade, o processo de carbonatação é lento (estima-se que o processo evolua 1mm por ano).”

A carbonatação em conjunto com o efeito da retração origina fendilhação do betão exposto, principalmente, quando este é sujeito a ciclos de secagem e humedecimento. Este processo pode ser prevenido ou, consideravelmente, reduzido, utilizando nas estruturas, betões que possuam uma microestrutura densa pois estes betões minimizam, em grande escala, os vazios do mesmo.¹³

✓ *Reação com águas puras*

A água pura danifica os compostos de cimento por dissolução, principalmente, do hidróxido de cálcio mas também dos compostos de alumina. Esta forma de ataque é, normalmente, lenta a não ser que a água consiga penetrar, repetidamente, pela massa de betão. Ao contrário, águas ácidas que possuem dióxido de carbono ou qualquer tipo de ácido são, como seria de esperar, muito mais agressivas.¹⁵

✓ *Reações com ácidos*

A ação dos ácidos ataca, principalmente, o hidróxido de cálcio presente nos compostos de Cimento Portland que, por consequência, se degradam. Segundo Luís de Fátima Teixeira Beleza “soluções ácidas minerais (tais como sulfúricas, nítricas e fosfóricas)

¹³ Beleza, Luís de Fátima Teixeira, *A Reparação de Betões*, Setembro de 1996.

¹⁵ Biczok, I., *Concrete corrosion, concrete protection*, Hungarian Academy of Sciences, Budapest, 1964.

ou orgânicas (tais como lácticas, acéticas, fórmicas, e outros), são talvez os agentes de degradação mais agressivos para o betão”.

A deterioração do betão provocada pelos ácidos leva à danificação da pasta de cimento do mesmo continuamente do exterior para o interior, ou seja, as camadas interiores só se destroem quando as exteriores já se encontram destruídas, visto que, um ácido não consegue penetrar no betão, dado que este é uma base, sem se neutralizar à medida que avança.

✓ *Reação com a água do mar*

Estruturas em contacto direto com o ambiente marinho são bastante danificadas não só devido às forças de impacto produzidas pelas ondas que levam à erosão por abrasão e cavitação do betão, mas também, devido à exposição deste aos constituintes químicos da água do mar, aos ciclos de molhagem e secagem e aos eventuais ciclos de gelo, degelo. Assim, a deterioração das estruturas de betão neste ambiente pode ser, simultaneamente, física e química.

Os constituintes químicos presentes na água do mar, tais como o cloreto de magnésio, o sulfato de magnésio e o dióxido de carbono, ao reagirem com compostos ricos em cal que possam, eventualmente, estar dissolvidos na mesma água é o fator que conduz à degradação do betão, conseqüentemente, diminuição da sua resistência e corrosão das armaduras.¹³

A fim de melhorar a resistência do betão ao ambiente marítimo deve-se aumentar a sua densidade *in situ*, fabricar betões que possuam aluminatos de cálcio e cimentos sulfatados. Ao serem cumpridas estas regras diminui-se, consideravelmente, o conteúdo de cal livre nesse tipo de betões o que conduz ao aumento da resistência quando comparada com a do cimento Portland Normal.¹³

✓ *Reações expansivas internas (alcális-sílica e sulfáticas)*

Alguns tipos de inertes siliciosos, como calcários siliciosos e alguns tipos de quartzo¹⁴ reagem com os iões cálcio do hidróxido de cálcio, potássio e sódio do cimento, dando origem a um gel que envolve esses inertes. Esse gel submetido a humidades, aumenta

¹³ Beleza, Luís de Fátima Teixeira, *A Reparação de Betões*, Setembro de 1996.

¹⁴ Noel, P. Mailvaganam, *Repair and protection of concrete structures*, 1991.

de volume, formando forças que provocam tensões de fendilhação em redor dos inertes. Por consequência, segundo Luís de Fátima Teixeira Beleza “o betão deixa de estar confinado em redor dos locais onde acontecem essas reações, e passa a exhibir sinais evidentes de degradação”. À medida que o betão se vai fendilhando cada vez mais, a penetração da humidade fica mais facilitada, o que catalisa as reações alcalis-sílica.

As estruturas afetadas por este tipo de reação, ao longo do tempo vão apresentando sinais óbvios de degradação, refletidos por uma espécie de mapa de fendilhação à superfície¹³, como se mostra na Figura 3.1.



Figura 3.1 – Patologia originada pela reação alcális-sílica num pilar em betão armado (Silva, A, 2006)

Outro tipo de reação expansiva interna importante conhecer é a reação sulfática que é causada entre a ação dos sulfatos existentes no meio exterior (solos, água do mar, águas subterrâneas e em solos e/ou águas com adubos) ou nos agregados que contenham cal e os aluminatos da pasta de cimento. Ao acontecer esta reação, tal como na anterior, originam-se produtos (gesso e sulfoaluminato de cálcio – etringite) de volume superior aos reagentes fazendo com que apareçam fendas e desintegração do betão à superfície, seguindo-se uma deterioração contínua da massa de betão.¹³

¹³ Beleza, Luís de Fátima Teixeira, *A Reparação de Betões*, Setembro de 1996.

3.3. Mecanismos de corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras é mais um dos principais problemas de estruturas de betão armado que se manifesta de três formas: fendilhação ao longo das armaduras do betão armado, as manchas de ferrugem à superfície e a separação entre o betão e as armaduras, deixando-as mais expostas.

Segundo Luís de Fátima Teixeira Beleza “ a corrosão das armaduras é um processo eletroquímico, no qual o ferro é convertido no volumoso óxido de ferro. O processo está associado à presença de áreas anódicas e catódicas no aço (e a diferença de potencial entre as duas), e a um eletrólito que é fornecido pela humidade da matriz do betão”.

Para que se desenvolva o processo de corrosão das armaduras é necessário um valor mínimo de humidade relativa e oxigénio no ambiente. Esse valor mínimo de humidade relativa é de 40%, sendo que o valor ótimo se encontra entre os 70% e os 80%.¹⁴

A ocorrência e celeridade de reações de corrosão dependem da condutividade do eletrólito, da diferença de potencial entre as suas áreas anódicas e catódicas e da quantidade de oxigénio que alcança o cátodo. Nas estruturas de betão armado, as armaduras encontram-se protegidas pela alcalinidade do cimento (pH entre 12 e 13), cimento esse que possui carácter básico. A alcalinidade do betão faz com que o seu potencial seja próximo do potencial do cátodo, levando à passivação da superfície do aço devido à criação de uma película de óxido. Esta película protege o aço contra as reações de corrosão. Se por diversos fenómenos, anteriormente descritos neste capítulo, o betão se degradar, consequentemente, baixa o pH para valores inferiores a 9 e, consequentemente, esta camada de passivação for destruída, o meio tornar-se-á propício à ocorrência de corrosão.¹³

Por outro lado, o betão também pode evitar a corrosão aumentando a sua resistividade elétrica, reduzindo os fluxos de corrente no seu interior, nomeadamente quando se utilizam betões de alta densidade ou com aditivos especiais, como por exemplo, a sílica de fumo.¹³

¹³ Beleza, Luís de Fátima Teixeira, *A Reparação de Betões*, Setembro de 1996.

¹⁴ Noel, P. Mailvaganam, *Repair and protection of concrete structures*, 1991.

Outro tipo de corrosão, a corrosão galvânica, poderá acontecer se no betão forem utilizados diferentes tipos de metais em que o metal menos ativo electroquimicamente será, maioritariamente, corroído. Um exemplo frequente deste acontecimento é quando se introduzem no betão tubagens de alumínio.

Recorrendo a experiências realizadas, que relacionam o diâmetro das armaduras com a espessura de recobrimento de betão, constata-se que para um varão de diâmetro 7, a fendilhação do betão inicia-se quando a corrosão reduz esse diâmetro em 4%. À medida que se aumenta o diâmetro do varão, a percentagem de corrosão para que ocorra fendilhação vai diminuindo. Por consequência, a capacidade última de resistência, também, diminui, principalmente, pela redução do diâmetro do varão através da corrosão, como concluem as mesmas experiências.¹⁶

A forma mais eficaz de evitar a corrosão das armaduras é fazer com que o seu recobrimento seja o mais adequado para que se possa evitar, primeiro, os mecanismos de deterioração do próprio recobrimento e, segundo, evitar os mecanismos de deterioração dos aços.

3.4. Causas que podem evidenciar o aparecimento de patologias

Na grande maioria dos casos, não é apenas um fator isolado que conduz a uma determinada patologia, mas sim a combinação de vários fatores. Cabe aos diversos intervenientes que atuem numa eventual reabilitação identificar, perceber e escolher a melhor solução que resolva a patologia em questão.

3.4.1. Patologias originadas por problemas na fase de projeto

A qualidade das estruturas depende da conformidade do projeto com as especificações descritas nos regulamentos em vigor da época, da opção por um modelo de cálculo adequado e, também, pela correta pormenorização de todos os elementos estruturais.

Segundo Vanessa Miranda da Costa “muitos pormenores do projeto de execução, embora em conformidade com as especificações técnicas, muitas vezes não funcionam bem em obra. Há determinados pormenores construtivos, especificados ou não no

¹⁶ Al Sulaimani, Kallemullah, Basunbal and Rasheed, *Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members*, ACI Structural Journal, Março-Abril de 1990.

projeto, que acabam por conduzir ao aparecimento de anomalias”. Os erros de projeto podem, então, ter as seguintes causas:

✓ *Conceção estrutural inadequada*

O sistema estrutural adotado em projeto é muito importante, pois sobre ele recaem as bases de todo o dimensionamento da estrutura. Uma escolha incorreta deste poderá originar uma deterioração precoce da obra, não só pela inadequação da estrutura ao local onde está inserida, veja-se o caso de estruturas hiperestáticas submetidas a assentamentos diferenciais que por isso desenvolvem grandes esforços e, conseqüentemente, atingem grandes deformações podendo levá-las no pior cenário à rotura, mas também pela desajustada quantificação de ações exteriores que podem levar a um subdimensionamento no caso dessa quantificação ser menor que as ações reais ou a um sobredimensionamento no caso dessa quantificação ser maior que as ações reais.

Outros fatores que podem, também, proporcionar o aparecimento precoce de patologias relacionados com a conceção estrutural da obra são a forma dos elementos estruturais (secções demasiado esbeltas ou existência de saliências) ou problemas derivados da drenagem deficiente e ausência de impermeabilização.¹⁷

✓ *Erros de projeto*

Erros provenientes do cálculo de estruturas podem ter origem em diversas causas, como por exemplo:

- Inadequado conhecimento dos materiais – a qualidade dos mesmos faz com que tenham maior ou menor capacidade para resistirem às ações agressivas externas quer sejam de natureza química ou física sem se deteriorarem. A incorreta consideração das suas diferentes propriedades pode levar ao aparecimento de diversas anomalias, sendo que o projetista deverá analisar o mais corretamente possível as condições a que a estrutura estará submetida e se os materiais que optar utilizar terão capacidade para satisfazer essas mesmas condições;
- Incorreta avaliação da agressividade das condições de exposição – consoante o ambiente onde se inserir a obra, o projeto deverá contemplar de forma minuciosa

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

a agressividade de exposição que a mesma irá estar exposta para que o projetista opte pelos materiais que melhor resistam a esse ambiente;

- Deficiente quantificação de ações – uma estrutura que não seja capaz de suportar as solicitações resultantes das ações que lhe são aplicadas é uma estrutura subdimensionada que resulta da subestimação das cargas de exploração e/ou das cargas permanentes e/ou subavaliação ou mesmo omissão das ações térmicas que ocupam a maior parte dos erros desta natureza. Também, a ação do vento nem sempre é, corretamente, tida em conta, nomeadamente, nas estruturas que lhe são mais sensíveis (pontes suspensas e de tirantes);¹⁷
- Modelo incorreto – a escolha do modelo estrutural de estruturas com algum grau de complexidade deverá ser bastante rigoroso em que tenha em consideração não só as tolerâncias de execução, mas também, a correta transmissão dos esforços. A escolha, excessivamente, simplificada do modelo estrutural pode originar problemas relacionados com o mau funcionamento global da estrutura que nem com recurso a programas de cálculo automático se conseguem detetar;
- Ausência de verificação de todas as cláusulas impostas pela regulamentação – os erros mais comuns, detetáveis nos projetos é originada pela não verificação dos efeitos diferidos (retração, fluência e relaxação) e da encurvadura no cálculo de elementos verticais e insuficiente controlo da deformação e fendilhação, entre outros.¹⁷

✓ *Disposições construtivas inadaptadas*

São disposições que não respeitam as regras estipuladas pela regulamentação no projeto de execução, entre elas:

- Pormenorização incorreta das armaduras – as disposições gerais visadas pelos regulamentos relativas a armaduras abordam vários campos, entre eles, o seu agrupamento, distância mínima entre armaduras ou bainhas para que seja permitida uma betonagem em boas condições, recobrimento mínimo a fim de garantir proteção contra a corrosão e a fim de permitir a transmissão das forças

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

entre as armaduras e o betão, curvatura máxima entre as armaduras com o objetivo de não se interferir na resistência e não provocar o esmagamento ou fendimento do betão por ação da pressão exercida na zona da curva, aderência das armaduras ao betão, principalmente, nas zonas de amarração e emendas a fim de garantir o funcionamento mútuo dos dois materiais e comprimentos das próprias amarrações e emendas com o objetivo de evitar a rotura nessas zonas, tendencialmente, mais frágeis;¹⁷

- Armadura passiva insuficiente – o comportamento estrutural de um elemento é altamente condicionado pela eficiência das armaduras, não só as principais que garantem a transmissão e absorção de esforços, mas também, as secundárias que têm como função limitar o alargamento da fendilhação localizada e evitar o descasque de algumas partes dos elementos, nomeadamente, casos de variação brusca de geometria;¹⁷
- Recobrimentos insuficientes das armaduras – recobrimentos insuficientes de qualquer elemento estrutural podem conduzir à sua degradação precoce e repentina, no caso destes estarem expostos a ambientes agressivos a sua degradação torna-se ainda mais célere. Os casos mais comuns onde se detetam recobrimentos reduzidos são nos locais onde existe sobreposição e congestionamento de armaduras;
- Tolerâncias de execução omitidas – em muitos casos, as hipóteses consideradas ao longo do processo de cálculo estrutural, por impossibilidade de execução, não são totalmente corretas e lineares por isso há que ter em conta essas discrepâncias no dimensionamento dos elementos na fase de projeto. Um exemplo disso é o caso do dimensionamento de elementos verticais, que em obra torna-se, praticamente, impossível que estes sejam, linearmente, verticais e esse facto nem sempre é tido em conta pelos projetistas;
- Omissão da necessidade de realização de inspeções periódicas e de se realizarem trabalhos de manutenção e conservação – para além de contemplar todos os aspetos relacionados com a conceção e todo o processo construtivo da Obra de Arte, o projeto de execução deve, também, referir os aspetos relativos à

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

manutenção e conservação periódica da mesma a realizar na fase de exploração.¹⁷ Segundo Vanessa Miranda da Costa “são vários exemplos de Obras de Arte em serviço em que é muito difícil, em alguns casos impossível de inspecionar convenientemente a estrutura.” Vanessa Miranda da Costa refere, ainda alguns exemplos que passo a citar: “impossibilidade de visitar vigas-caixão ou fustes de pilares de secção oca, por não apresentarem nenhuma abertura; inacessibilidade aos aparelhos de apoio e juntas de dilatação; impossibilidade de se colocarem macacos hidráulicos para efetuar o levantamento do tabuleiro; sumidouros ou sarjetas contendo vários cotovelos sem possibilidade de serem visitáveis para se efetuar corretamente a sua limpeza, etc..” A experiência que os projetistas vão adquirindo, muitas vezes através do facto de já terem cometido erros na fase de conceção no passado, permite a estes ter em consideração determinados aspetos em projetos futuros que poderão contribuir para melhorar e facilitar a inspeção e manutenção da Obra de Arte e, conseqüentemente, aumentar, a longo prazo, a sua durabilidade. A título de exemplo ilustra-se, de seguida, uma boa prática a este nível (Figura 3.2).

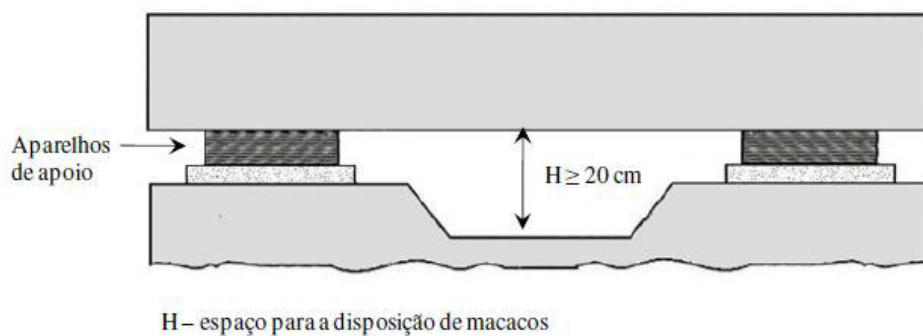


Figura 3.2 – Disposição construtiva a implementar para possibilitar a colocação de macacos para efetuar o levantamento do tabuleiro (Costa, Vanessa Miranda, 2009)

3.4.2. Patologias originadas por defeitos na fase de execução

Na fase de execução da obra, podem ser detetados vários fatores, que são em muitos casos, os responsáveis pela deterioração das Obras de Arte. Esses fatores relacionam-se com a utilização inadequada e de má qualidade dos diferentes materiais, uma

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

inadequada execução e ausência de qualidade técnica, deficiente interpretação de projetos e, mas não menos importante, inexistência de fiscalização ou má execução das suas próprias funções.¹⁷

Segundo Vanessa Miranda da Costa “o deficiente controlo da qualidade durante a realização da obra é a origem mais comum para o aparecimento de patologias ditas de execução. Este tipo de patologias pode-se manifestar durante a construção ou durante a fase de exploração da obra.”

As causas mais comuns de erros de execução serão enunciados de seguida:

✓ *Utilização de materiais de má qualidade ou inadequados à sua função*

A má qualidade dos materiais pode resultar do incumprimento das especificações de projeto, da utilização de materiais fabricados para outra função ou, ainda, de um processo de fabricação do próprio material incorreto, não respeitando as diretivas e/ou normas que cada produto tem a imposição de respeitar com o objetivo, meramente, económico da entidade fornecedora do mesmo. Erros muito comuns ocorrem ao nível da fabricação de betão, nomeadamente, nas dosagens dos seus diversos constituintes e ao nível do mau armazenamento dos materiais em obra.¹⁷

✓ *Desrespeito pelas especificações de projeto*

Má interpretação dos desenhos de execução ou a sua elaboração por pessoal inexperiente e/ou incompetente aliado ao ineficaz controlo de qualidade pela fiscalização conduzem, normalmente, a vários tipos de patologias. O desrespeito pelas especificações de projeto numa obra em betão armado são, principalmente, originadas por:

- Desvio da implantação da obra em relação à estipulada em projeto;
- Processo construtivo inadequado às condições existentes;
- Secção inadequada aos materiais utilizados ou não cumprimento das suas dimensões previstas em projeto;
- Deficiente vibração e compactação do betão deixando vazios no mesmo;

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

- Não cumprimento dos tempos de cura, de descofragem e de remoção do escoramento do betão que originam vazios, deformações dos elementos estruturais e fendilhação;
- Recobrimentos reduzidos provocados por armadura insuficiente e/ou ausência de espaçadores ou incorreta escolha dos mesmos;
- Deficiências nas cofragens, nomeadamente, na incapacidade das mesmas não se deformarem com o peso do betão fresco, facto que, também, pode ocorrer por subdimensionamento ou má fundação do escoramento. Outra deficiência é a de não serem, totalmente, estanques;
- Juntas de betonagem abertas que permitem a entrada de água nas mesmas;
- Pré-esforço que não cumpra todas as especificações técnicas que advêm desta tecnologia, entre outras, prazos de cura do betão para que se possam executar as forças de tensionamento, existência de espaço junto às ancoragens para que se possam introduzir os macacos hidráulicos que realizarão o tensionamento, execução de troços retos de, aproximadamente, um metro no traçado dos cabos de pré-esforço, junto às ancoragens, para que se evitem excentricidades na aplicação da força de tensionamento, injeção incorreta das bainhas, etc.;
- Juntas de dilatação, aparelhos de apoio e outros elementos mais específicos mal fabricados e/ou aplicados.

✓ *Impossibilidade de execução em obra do estipulado em projeto*

Ao longo do processo de execução da empreitada, por vezes torna-se impossível cumprir à risca o que consta no projeto. Isso porque, podem existir condicionantes ou variáveis que nessa fase não tenham sido detetadas ou se foram detetadas não tenham sido consideradas. Então, em muitos casos, é necessário proceder a alterações de projeto, que na maioria das vezes, são executadas sem consulta prévia do projetista e podem originar o aparecimento inesperado de anomalias. O problema destas anomalias é que nem sempre são detetadas na fase de execução, mas sim ao fim de algum tempo de entrada em serviço da Obra de Arte. A melhor forma de prevenir este tipo de

patologias é, obviamente, contactar o projetista para que ele possa ter conhecimento do caso e, assim, ser dado um parecer mais técnico sobre a eventual alteração a executar.¹⁷

Em seguida será apresentado um quadro (Quadro 3.1) onde se resumem as possíveis patologias identificadas na fase de execução da obra, suas origens e suas consequências:

Quadro 3.1 – Patologias provenientes de defeitos de construção (Tridon, 2009)

Origem	Consequências	Patologias
<ul style="list-style-type: none"> • Cofragem não estanque 	<ul style="list-style-type: none"> • Perda de calda • Segregação 	<ul style="list-style-type: none"> • Ninho de inertes • Penetração de água
<ul style="list-style-type: none"> • Cofragem flexível com deformações de flexão 	<ul style="list-style-type: none"> • Perda de resistências da obra concluída 	<ul style="list-style-type: none"> • Fissuração
<ul style="list-style-type: none"> • Remoção prematura da cofragem 	<ul style="list-style-type: none"> • Deformação da estrutura 	<ul style="list-style-type: none"> • Fissuração
<ul style="list-style-type: none"> • Armaduras mal colocadas 	<ul style="list-style-type: none"> • Recobrimento insuficiente • Perda de resistência 	<ul style="list-style-type: none"> • Início da corrosão • Fissuração e descasque do betão • Carbonatação
<ul style="list-style-type: none"> • Má disposição das armaduras 	<ul style="list-style-type: none"> • Impulsos no vazio 	<ul style="list-style-type: none"> • Fissuração
<ul style="list-style-type: none"> • Inadequada vibração do betão 	<ul style="list-style-type: none"> • Segregação • Concentração de água • Sedimentação 	<ul style="list-style-type: none"> • Perda de resistência • Ninho de inertes • Descasque • Retração • Fissuração do betão fresco
<ul style="list-style-type: none"> • Má cura 	<ul style="list-style-type: none"> • Secagem rápida 	<ul style="list-style-type: none"> • Fissuração
<ul style="list-style-type: none"> • Mau betão • Má execução de obra • Ausência de estanqueidade • Recobrimento insuficiente 	<ul style="list-style-type: none"> • Penetração de agentes agressivos, migrando através da água e do ar 	<ul style="list-style-type: none"> • Rotura da passivação das armaduras ($\text{PH} \leq 9$) • Início da corrosão

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

3.4.3. Patologias originadas por alterações na fase de exploração

As patologias provocadas pela alteração das condições de exploração de uma Obra de Arte são, geralmente, motivadas pelo aumento das cargas rodoviárias ao longo da vida útil da mesma para as quais a estrutura não foi dimensionada. Esse aumento amplia o risco de fadiga e pode ser devido, entre outros, aos seguintes aspectos¹⁷:

- Alteração da plataforma rodoviária de, por exemplo, uma via em cada sentido para duas ao custo da redução ou até eliminação dos passeios;
- Aquando da necessidade de uma substituição da camada de pavimento se, anteriormente, a camada danificada não for fresada e removida provoca-se um claro incremento de massa na Obra de Arte e, conseqüentemente, um aumento da carga rodoviária;
- No caso de uma eventual intervenção na própria Obra de Arte, a circulação dos aparelhos e equipamentos necessários à mesma;
- Aumento, significativo do tráfego rodoviário originado pela circulação mais intensa e pelo acréscimo do peso dos veículos;
- Aumento do caudal dos rios, por exemplo, em caso de cheias.

Há, ainda, a referir que nesta fase, a reduzida ou mesmo ausente manutenção e conservação pode ser uma das principais causas do aparecimento e/ou desenvolvimento de patologias nas estruturas. Alguns exemplos que cuja resolução precoce poderiam evitar a evolução e o agravamento de numerosas anomalias são a obstrução dos órgãos de drenagem, a acumulação de vegetação, a danificação do betão superficial ou a ausência de aperto das fixações das juntas de dilatação.¹⁷

3.5. Patologias e a relação com as suas causas

Efetivamente, a falta de manutenção das Obras de Arte conduz, geralmente, a anomalias de carácter não estrutural, no entanto, pode, também, conduzir a um mau comportamento da estrutura ou dos seus materiais constituintes.

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

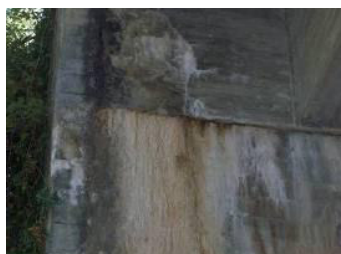
É evidente que a identificação e posterior recuperação das patologias dependem, principalmente, do conhecimento da sua origem e evolução e daí serem apresentados, de seguida, um quadro (Quadro 3.2) e um conjunto de fotografias (Figura 3.3) que descrevam as principais anomalias detectadas nas Obras de Arte em betão armado, especificando as que têm ou não influência estrutural.

Quadro 3.2 – Classificação das principais anomalias existentes nas Obras de Arte em betão armado (adaptado de Costa, Vanessa Miranda, 2009)

Tipo	Patologias
Carácter Não Estrutural	1. Vegetação/poluição biológica
	2. Defeitos na aparência: Escorrimentos, humidade, manchas, exudação e eflorescências
	3. Existência de pregos, varões de aço e restos de cofragem
Carácter Estrutural	4. Delaminação/descasque/destacamento do betão: armadura à vista, corrosão das armaduras, varão com diminuição de secção, varão cortado
	5. Fissuração do betão: fenda longitudinal, transversal, diagonal, sob/sobre varão, fendilhação
	6. Deterioração do betão, deterioração química: esmagamento, escamação, desgaste, desintegração, juntas de betonagem mal seladas, existência de vazios



Tipo 1 – Vegetação/poluição biológica



Tipo 2 – Escorrimentos e eflorescências



Tipo 3 – Existência de restos de cofragem



Tipo 4 – Descasque do betão



Tipo 5 – Fissuração do betão



Tipo 6 – Deterioração do betão

Figura 3.3 – Exemplos de patologias em Obras de Arte em betão armado (Costa, Vanessa Miranda, 2009)

3.5.1. Anomalias de carácter não estrutural

As anomalias de carácter não estrutural são detetadas pela degradação da aparência da estrutura. Estas, a curto prazo, não provocam grandes riscos à segurança estrutural, no entanto, se com o passar do tempo não forem alvo de uma intervenção de reparação tendem a evoluir e podem, efetivamente, contribuir para uma deterioração precoce das estruturas.¹⁷

Este tipo de anomalias apresentam sintomas relacionados com:

✓ *Vegetação e/ou poluição biológica*

Muitas vezes, a existência de vegetação nas imediações da Obra de Arte dificulta, ou mesmo impossibilita o seu acesso, o que por si só já não é um aspecto positivo. Além deste problema, a vegetação pode, não só, danificar os vários elementos estruturais, mas também, impossibilitar o movimento natural das próprias estruturas através da acumulação de detritos. De referir ainda e como já mencionado, anteriormente, o excesso de vegetação e a consequente poluição biológica pode provocar o ataque químico dos vários elementos estruturais da Obra de Arte.¹⁷

✓ *Escorrimentos*

Os escorrimentos, infiltrações e humidades podem ocorrer quando as Obras de Arte possuem uma deficiente ou mesmo inexistente impermeabilização dos seus elementos de betão e /ou dos diversos órgãos de drenagem. Aliás, a incorreta execução de impermeabilização, como já referido anteriormente, acelera o processo de deterioração dos elementos afetados. Segundo Vanessa Miranda da Costa “a percolação de água no interior do betão pode originar o aparecimento de eflorescências, que não são mais do que depósitos de sais cristalinos (carbonato de cálcio) que se depositam nas superfícies do betão, apresentando-se sob a forma de manchas geralmente esbranquiçadas ou estalactites.”

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

✓ *Existência de restos de cofragem*

Caso existam pregos, varões de esticadores ou outros quaisquer materiais que possuam ferrugem ou que sejam propícios ao seu aparecimento incorporados no betão e que estejam em contacto com as armaduras, existe o risco de deterioração precoce do betão.

Em seguida apresentar-se-á o Quadro 3.3 que explicita as diferentes patologias de carácter não estrutural e as suas respectivas causas.

Quadro 3.3 – Classificação de patologias não estruturais e principais causas (adaptado de Costa, Vanessa Miranda, 2009)

Patologia	Causas prováveis
Vegetação	<ul style="list-style-type: none">• Presença de água• Inexistência ou obstrução dos órgãos de drenagem
Poluição biológica	<ul style="list-style-type: none">• Presença de animais• Falta de limpeza
Escorrências, humidade	<ul style="list-style-type: none">• Ausência de órgãos de drenagem
Manchas	<ul style="list-style-type: none">• Segregação• Revibração
Bolhas, vazios	<ul style="list-style-type: none">• Defeitos no betão• Inadaptação da cofragem• Vibração insuficiente• Negligência durante a execução da obra
Exsudação	<ul style="list-style-type: none">• O excesso de água provoca um aumento de volume dos grãos finos durante a betonagem e vibração• Remoção prematura da cofragem
Eflorescências	<ul style="list-style-type: none">• Presença de água
Existência de pregos, varões de aço, restos de cofragem	<ul style="list-style-type: none">• Defeitos de construção

3.5.2. Anomalias de carácter estrutural

A interpretação e identificação das patologias de carácter estrutural deverá ser o mais detalhada possível, realizada por técnicos possuidores da mais vasta experiência e

evidenciar criteriosamente a sua forma, localização, extensão, natureza, origem e qual a sua influência no comportamento global da estrutura.

Alguns destes tipos de anomalias serão enunciados de seguida, assim como, apresentados os seus possíveis sintomas.

✓ *Delaminação ou descasque do betão*

Segundo Vanessa Miranda da Costa “a ocorrência de delaminação ou descasque de betão corresponde a um fragmento que se solta da massa do betão e pode ser originada por ações físicas causadas por forças exteriores (choque de um veículo, deformação de uma parte da obra) ou por ações químicas (devido à expansão da corrosão das armaduras).”

Esta patologia desenvolve-se ao longo das arestas e/ou cantos do traçado das armaduras e pode corresponder a uma delaminação superficial, quando o descasque não ultrapassa a camada de recobrimento das armaduras, ou a uma delaminação mais profunda, quando o descasque do betão ultrapassa a camada de recobrimento das armaduras. Ao ocorrer delaminação superficial, as armaduras ficam à vista exteriormente mas cobertas de betão interiormente. Na delaminação mais profunda, as armaduras ficam expostas em todo o seu perímetro podendo apresentar já um elevado índice de corrosão e eventualmente diminuição de secção.

As consequências óbvias deste tipo de patologia são a diminuição da secção de betão, ou seja, diminuição de resistência e exposição das armaduras ao ambiente contribuindo para a sua degradação precoce.

✓ *Fendilhação*

Em estruturas de betão armado, só quando as fissuras excedem a espessura de 0,3 a 0,4 mm e se encontram bem localizadas no espaço é que podem ser consideradas como anomalia. É necessário, também, verificar a evolução da fendilhação, nomeadamente, número, abertura e largura a fim de se constatar se existem ou não problemas de comportamento estrutural.

Fendas com espessura superior ou igual a 1 mm, além de permitirem a penetração de agentes agressivos que podem levar à corrosão das armaduras, também permitem

detetar deformações que indicam poder ter ocorrido a plastificação das armaduras, rotura de aderência, corrosão em estado avançado, entre outras.¹⁷

Por forma a controlar a fendilhação nas estruturas torna-se fundamental efetuar medições periódicas das mesmas com o intuito de averiguar se a patologia tem evoluído. Para o efeito devem realizar-se medições das aberturas no início, meio e fim e registar se a fissura se encontra seca ou húmida. As medições são realizadas com recurso a fissurómetros.¹⁷

Existem, no entanto, vários tipos de fendilhação causados cada um por inúmeros motivos, como se apresenta de seguida no Quadro 3.4.

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

Quadro 3.4 – Manifestações patológicas e causas do aparecimento de fissuras nas estruturas de betão
(adaptado de Radomski, 2002, Laner, 2001 e Costa, Vanessa Miranda, 2009)

Tipo fissura	Manifestação patológica	Principais causas	Período de formação	Comentários e abertura de fendas	Medidas preventivas e corretivas
Assentamento plástico	Fissuras ao longo da zona reforçada com armaduras Manifesta-se em zonas onde há alterações da secção	Assentamento plástico Exsudação excessiva Secagem rápida	Poucas horas após betonagem (10 minutos a 3 horas)	As fissuras podem apresentar aberturas maiores que 1 mm ($W > 1\text{mm}$)	Revibração ou redução da exsudação
Retração plástica	Padrão de fissuras em rede ou fissuras compridas na superfície de elementos submetidos a condições de secagem rápidos (lajes e pavimentos)	Retração plástica Secagem rápida, prematura, ou armadura próxima da superfície Exsudação lenta	Poucas horas após betonagem (30 minutos a 6 horas)	As fissuras podem apresentar aberturas de 2 a 4 mm ($W = 2$ a 4 mm)	Melhorar a cura inicial
Contração térmica precoce	Fissuras longas nas juntas de betonagem de muros Outro tipo de fissuras dependendo da natureza dos apoios	Contração térmica prematura Calor excessivo Gradiente térmico excessivo Arrefecimento rápido	Primeiros dias após betonagem (1 dia a 2 ou 3 semanas)	Pode ser controlada pelo reforço de armaduras ($W < 0,4\text{mm}$), através da limitação de abertura de fendas ou pelo controlo da variação da temperatura	Reduzir calor ou isolar
Retração	Semelhantes às fendas de flexão ou de tração	Retração Juntas ineficazes Retração excessiva Cura insuficiente	Algumas semanas ou alguns meses depois da construção	Geralmente, com uma abertura de fendas pequena, se o elemento estiver bem armado ($W < 0,4\text{mm}$)	Reduzir a água Melhorar a cura
Corrosão da armadura	Fissuras ao longo das armaduras, provocando delaminação de betão Na presença de água podem ser visíveis manchas de ferrugem na superfície de betão	Corrosão das armaduras Reduzido recobrimento Betão de baixa qualidade	Vários meses ou anos após construção	Inicialmente, as fissuras apresentam uma pequena abertura ($W < 0,2\text{mm}$) aumentando com o tempo	Eliminar causas que dão origem (meios húmidos, etc.)
Retração alcalis-agregado	Ocorre, geralmente, em locais húmidos e manifesta-se sob a forma de uma fendilhação em rede	Reação alcalis-agregado Agregados reativos e cimento com alto teor de alcalis.	Vários anos após a construção (mais de 5 anos)	As fissuras podem ter aberturas superiores a 1 mm ($W > 1\text{mm}$)	Evitar determinado tipo de agregados
Cargas durante a utilização	Apresenta diferentes configurações dependendo do tipo em causa e das cargas aplicadas	Cargas aplicadas Dimensionamento mal efetuado	Depende do uso da estrutura	Em geral são de pequena dimensão ($W < 0,2\text{mm}$) se o dimensionamento estrutural for correto. O aparecimento de fissuras de maior dimensão é um indicador de má conceção	Consideração correta das cargas aplicadas à estrutura durante o seu cálculo estrutural

De referir que o último tipo de fendilhação mencionado no Quadro anterior (fendilhação devida a cargas aplicadas) pode resultar de solicitações superiores às previstas em projeto que, conseqüentemente, resultam em esforços mais gravosos para a estrutura. Consoante o tipo de esforço aplicado em cada secção assim se manifesta a fendilhação. Este tipo de fendilhação é causado, geralmente, pela ausência ou deficiente posicionamento de armadura necessária para responder a determinada solicitação.

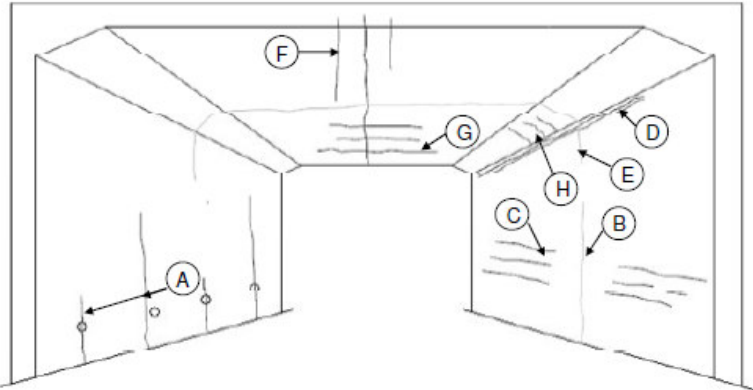
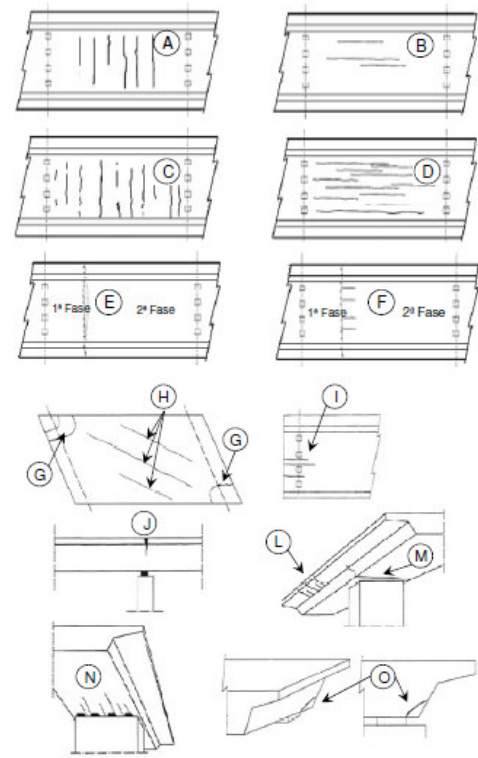
A forma de manifestação das fendas depende, então, do tipo de esforço aplicado¹⁷:

- Fendas de tração – atravessam em geral toda a secção;
- Fendas de flexão – desenvolvem-se do bordo mais tracionado para a linha neutra;
- Fendas de corte – desenvolvem-se obliquamente ao eixo da viga;
- Fendas de torção – desenvolvem-se de forma inclinada em relação ao eixo da viga e em hélice;
- Fendas de aderência – desenvolvem-se ao longo das armaduras, partindo normalmente das fendas de flexão;
- Fendas por cargas concentradas – desenvolvem-se na direção da carga aplicada.

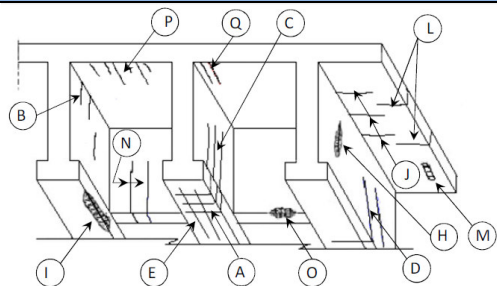
Mais concretamente nas Obras de Arte podem detetar-se diferentes fissuras consoante o seu tipo de estrutura como se indica no Quadro 3.5.

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

Quadro 3.5 – Principais causas de fissuras em Obras de Arte em betão armado (adaptado de Costa, Vanessa Miranda, 2009)

Quadros e pórticos	
	<p>A – Fissuras de retração devido à diferença de idades dos betões da sapata e da parede</p> <p>B – Assentamento da zona central da Obra de Arte</p> <p>C – Fissuras devidas à flexão excessiva do encontro por ausência de drenagem</p> <p>D – Fissuras devido à retração e/ou a uma flexão excessiva na zona de encastramento</p> <p>E – Fissuras que aparecem especialmente nos pórticos de grande largura e ocorrem devido ao assentamento/deslocamento das extremidades da laje</p> <p>F – Fissuras devido à flexão longitudinal da laje</p> <p>G – Fissuras devido aos esforços de flexão transversal excessivos da laje</p> <p>H – Fissuras devido à retração geradas durante a betonagem</p>
Pontes com tabuleiro em laje maciça	
	<p>A – Falta de resistência à flexão longitudinal</p> <p>B – Falta de resistência à flexão transversal</p> <p>C – Retração longitudinal do betão originada pelas cofragens</p> <p>D – Retração transversal do betão originada pelas cofragens</p> <p>E – Retração longitudinal do betão executado em 2ª fase</p> <p>F – Retração transversal do betão executado em 2ª fase</p> <p>G – Insuficiente armadura para fazer face aos esforços de flexão nos cantos de menor ângulo dos tabuleiros em viés</p> <p>H – Aparecem nas pontes em viés e correspondem à falta de resistência à flexão transversal (gradiente térmico)</p> <p>I – Retração originada pelas cofragens, falta de resistência à flexão transversal (gradiente térmico) ou assentamento local do escoramento</p> <p>J – Falta de resistência à flexão longitudinal da laje sobre os apoios ou assentamento do apoio</p> <p>L – Falta de resistência à flexão ou devido à retração</p> <p>M – Assentamento do apoio</p> <p>N – Se forem em reduzido número devem-se a insuficiente resistência à flexão transversal ou a um assentamento local do escoramento, se forem numerosas devem-se à retração</p> <p>O – Insuficiente armadura para fazer face aos esforços que advêm das reações dos apoios</p>

Pontes com tabuleiro vigado



- A** – Retração do betão originada pela cofragem
- B** – Retração diferencial entre os dois betões
- C** – Flexão longitudinal normal ou excessiva
- D** – Insuficiente resistência aos esforços transversos (concentração de esforços sobre a zona dos apoios)
- E** – Insuficiente recobrimento para proteger as armaduras longitudinais
- F** – Não consideração dos esforços que advêm da reação do apoio, associado à falta de armadura ou a um mau posicionamento dos aparelhos de apoio
- G** – Impulsos exercidos no betão pelos esforços de ancoragem das armaduras longitudinais principais inferiores na viga

H – Falta de recobrimento das armaduras transversais

I – Falta de recobrimento das armaduras longitudinais originando corrosão. A expansão da corrosão provoca o descasque e destacamento do betão

J – Retração do betão da consola devido à sua execução após a betonagem da viga longitudinal

L – Flexão longitudinal

M – Defeito originado na construção devido à falta de estanqueidade da cofragem

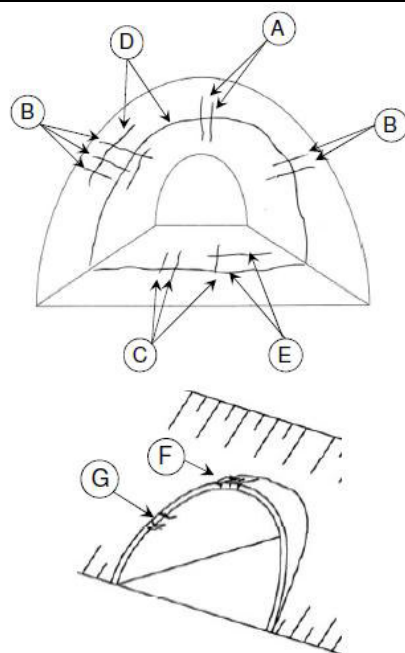
N – Flexão ou esforços locais originados pelo encastramento da carlinga nas longarinas (retração diferencial)

O – Falta de recobrimento das armaduras originando corrosão

P – Esforços de flexão transversal

Q – Armadura transversal insuficiente e/ou efeitos da retração diferencial entre as lajes e a viga

Estruturas tubulares em betão fabricado *in situ*



A – Retração do betão ou insuficiência de resistência à flexão

B – Retração do betão, insuficiência de resistência à flexão e/ou a um carregamento assimétrico

C – Retração do betão, existência de um ponto duro sobre a laje de fundo e/ou a um levantamento da laje de fundo originado por um problema de fundação ou um sobredimensionamento da laje

D – Retração do betão devido à sua exsudação em alturas diferentes

E – Retração do betão ou devido a um assentamento diferencial do solo de fundação

F – Devido a impulsos assimétricos do aterro, associados a uma insuficiente resistência à flexão

G – Devido a impulsos assimétricos do aterro, associados a um possível subdimensionamento da armadura

✓ *Deformação excessiva*

As deformações são perceptíveis pela observação de flechas excessivas, deslocamentos superiores aos previstos, quer sejam longitudinais ou transversais, ou pelo movimento anormal ao nível dos apoios. Estas podem originar, como referido anteriormente, não só fendilhação, mas também, agravamentos de esforços em determinadas zonas da estrutura e vibrações excessivas que no caso de ocorrerem em Obras de Arte refletem alterações no traçado do pavimento e, conseqüentemente, põem em risco a circulação de veículos e/ou pessoas. Deformações excessivas podem, também, pelas suas conseqüências levar ao aparecimento de inúmeras anomalias não só nos elementos estruturais, como por exemplo, apoios, pilares ou encontros, mas também, nos equipamentos, como por exemplo juntas de dilatação, órgãos de drenagem ou aparelhos de apoio.¹⁷

Esta anomalia pode aparecer nas Obras de Arte logo desde o início provocada, por exemplo, por um movimento da cofragem ou por um assentamento do cimbrio, no entanto, se ao longo do tempo as alterações geométricas forem aumentando, simultaneamente, com o aparecimento de fissuras pode ser sinal que a estrutura esteja sob um assentamento diferencial ou defeito de capacidade resistente.

✓ *Deterioração do betão*

Como referido, anteriormente, neste capítulo a capacidade resistente do betão pode ser afetada pela atuação de vários mecanismos de deterioração que se manifestam, por exemplo, pelo aparecimento de vazios, poros, escamação, desgaste, desintegração ou esmagamento do betão que em caso extremo podem conduzir ao colapso da Obra de Arte.

Em seguida apresentar-se-á o Quadro 3.6 que explicita as diferentes patologias de carácter estrutural e as suas respetivas causas.

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

Quadro 3.6 - Classificação de patologias estruturais e principais causas(adaptado de Costa, Vanessa Miranda, 2009)

Patologia	Causas prováveis
Delaminação, descasque superficial	<ul style="list-style-type: none"> • Defeitos de execução, por exemplo, falta de recobrimento • Incêndio • Ciclos gelo/degelo
Delaminação e exposição de armadura	
Descasque de cantos	<ul style="list-style-type: none"> • Corrosão das armaduras • Choque • Defeitos de execução, por exemplo, falta de recobrimento • Carbonatação
Descasque com exposição de armadura e diminuição da secção do varão	
Fendas	<ul style="list-style-type: none"> • Ver Quadro 3.4
Mapa de fissuras	<ul style="list-style-type: none"> • Degradação interna reação alcalis-sílica • Ataque pelos sulfatos
Esmagamento do betão	<ul style="list-style-type: none"> • Defeitos de projeto/construção
Deterioração do betão com exposição das armaduras de pré-esforço	<ul style="list-style-type: none"> • Defeitos de construção • Agentes agressivos

Capítulo 4

Técnicas Mais Usuais na Proteção e Reabilitação de Obras de Arte

4.1. Considerações iniciais

A crescente necessidade de reabilitar as estruturas de betão existentes ao longo dos tempos mais recentes é fruto de um conjunto de diversos motivos, uns de carácter estrutural, uns de carácter de serviço da própria estrutura e outros completamente alheios à mesma, como aspetos económico-sociais. Além de outros motivos, indicam-se os seguintes:

- Deterioração natural da estrutura originada por deficiências de projeto e/ou construção ou, ainda, pela insuficiente ou mesmo ausente manutenção;
- Degradação estrutural resultado de ações acidentais, como por exemplo, incêndios, explosões, sismos, etc.;
- Alterações do sistema estrutural por omissão de elementos estruturais que conduzem a uma nova redistribuição de esforços e, conseqüentemente, podem levar à incapacidade das secções transversais dos elementos estruturais resistirem aos novos esforços;
- Alterações das ações atuantes na estrutura, como por exemplo, aumento significativo do tráfego;
- Aumento da vida útil da estrutura;
- Falta de fundos monetários para construção de infraestruturas novas;
- Menor impacto ambiental e social do que ao construir-se de raiz.

De seguida expõem-se alguns conceitos que serão bastante importantes para uma melhor perceção dos temas abordados, posteriormente, nesta dissertação e, nomeadamente, neste capítulo.

Considera-se reparação todas as ações que têm como objetivo repor as exigências de desempenho da estrutura para os níveis iniciais propostos ou ações que têm como objetivo corrigir e prevenir os efeitos da deterioração da estrutura.¹⁸

Considera-se uma intervenção de reforço, uma ação que incide sobre o comportamento estrutural com o objetivo de aumentar a resistência ou ductilidade dos elementos da estrutura, melhorando, assim, o desempenho da estrutura em relação ao estado inicial.¹⁸

Considera-se reabilitação ações de reparação, de reforço ou um conjunto das duas, ou seja, são ações necessárias para habilitar, novamente, a estrutura a cumprir as suas funções, inicialmente, projetadas ou mesmo resistir às novas exigências de desempenho e segurança.¹⁹

Como seria de esperar um projeto de reabilitação é bastante diferente de um projeto de uma estrutura nova, nomeadamente, no que diz respeito à sequência de etapas a seguir, que, obviamente, são difíceis de sistematizar, pois cada projeto tem as suas próprias especificidades e condicionantes.

Uns aspetos importantes a referir têm a ver com o facto de não existir regulamentação relacionada com o projeto de reforço para a maior parte das intervenções, não existir documentação que refira noções de projeto e execução de ações de reabilitação e, por consequência, dos dois aspetos anteriores a falta de informação do meio técnico provocam grandes dificuldades em todo um processo de reabilitação.¹⁹

Finda uma inspeção detalhada a uma estrutura de betão armado, como referido no Capítulo 2 desta dissertação, é possível avaliar o estado de deterioração da mesma e, assim, se necessário, partir para um processo de reabilitação.

Existem várias técnicas de proteção ou reparação de estruturas de betão armado que se agrupam consoante o objeto da intervenção. Assim, serão abordadas técnicas de proteção superficial do betão, técnicas de prevenção da corrosão, técnicas de reparação de betão deteriorado e técnicas de reforço estrutural utilizando pré-esforço exterior.

¹⁸ Chastre, C., *Reparação e reforço de estruturas de betão armado com sistemas compósitos de FRP*, Maio de 2005.

¹⁹ Sousa, A. F. V. S., *Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*, Setembro de 2008.

4.2. Fases de um projeto de reabilitação

Como já referido, anteriormente, neste capítulo é, praticamente, impossível enunciar uma sequência de fases de um projeto de reabilitação, pois cada um deles tem as suas próprias especificidades condicionantes que, consequentemente, alteram o faseamento de cada um. No entanto, sugere-se de seguida, no Quadro 4.1, uma sequência de fases de forma resumida que poderá ajudar a abordar um processo de reabilitação.

Quadro 4.1 – Metodologia a seguir num projeto de reabilitação (adaptado de Sousa, A. F. V. S., 2008)

Fase A – Avaliação do Estado da Estrutura	
A1. Recolha de informação	
A1.1. Elementos de projeto	<ul style="list-style-type: none"> • Peças desenhadas • Peças escritas
A1.2. Elementos de obra	<ul style="list-style-type: none"> • Telas finais • Registos da fiscalização • Livro de obra
A1.3. História da estrutura	<ul style="list-style-type: none"> • Registo de alterações de uso da estrutura • Registo de anteriores intervenções de reparação/reforço
A1.4. Levantamento da geometria da estrutura atual	<ul style="list-style-type: none"> • Recolha da dimensão real dos elementos estruturais • Verificação da introdução/supressão de elementos estruturais • Verificação da conformidade do sistema estrutural do projeto/obra
A2. Inspeção da estrutura	
A2.1. Inspeção simplificada	<ul style="list-style-type: none"> • Registo, visualização, análise e eventual quantificação de defeitos visíveis e potenciais nos elementos estruturais (fendilhação, deformação, deterioração do betão, deterioração das armaduras, etc.)
A2.2. Inspeção detalhada	<ul style="list-style-type: none"> • Quantificação das propriedades mecânicas do betão e das armaduras através de ensaios <i>in situ</i> ou em laboratório • Quantificação das anomalias registadas na inspeção simplificada através de ensaios <i>in situ</i> ou em laboratório
Fase B – Avaliação da Segurança da Estrutura	
B1. Verificação da segurança da estrutura face às condições iniciais de projeto	<ul style="list-style-type: none"> • Verificação aos estados limites últimos • Verificação aos estados limites de utilização
B2. Verificação da segurança da estrutura face às novas exigências de utilização	<ul style="list-style-type: none"> • Verificação aos estados limites últimos • Verificação aos estados limites de utilização
Fase C – Caracterização do Tipo e Objetivos da Intervenção	
Consoante os resultados obtidos nas fases A e B, deverá adotar-se por uma das seguintes estratégias: Não intervir; Reparar em pequena escala; Reparar e eventualmente reforçar; Reforçar; Demolir	
Fase D – Projeto de Reabilitação	

4.3. Materiais de reforço

4.3.1. Polímeros reforçados com fibras (F.R.P.)

A sigla F.R.P., de acordo com a ISO 8930, refere-se a uma família de materiais compósitos designada por Fiber Reinforced Polymer, que em português significa Polímeros Reforçados por Fibras ou Compósitos reforçados com fibras.

Os compósitos são constituídos, essencialmente, por dois componentes, as fibras e a matriz polimérica. As fibras apresentam grande resistência, elevado módulo de elasticidade e têm a forma de filamentos de pequeno diâmetro. A matriz polimérica é macia e apresenta características sinérgicas, ou seja, como é relativamente, dúctil, envolve completamente as fibras, permitindo, assim, uma boa transferência de tensões entre as fibras interlaminares e o plano.²⁰

As propriedades que fazem com que estes compósitos sejam bastante utilizados em engenharia civil são a elevada resistência e rigidez, o baixo peso específico, a excelente resistência à agressividade ambiental e, ainda, a possibilidade de admitirem propriedades direcionais a nível estrutural, elétrico e magnético.²⁰ No entanto, estas propriedades dependem das propriedades das próprias fibras e da própria matriz polimérica, da razão fibra/matriz polimérica do compósito e da orientação na estrutura do compósito.¹⁹

Como um processo de reabilitação de estruturas de betão armado com recurso a compósitos F.R.P. utiliza a técnica de colagem destes ao próprio betão por intermédio de um adesivo, o desempenho final do reforço vai ser condicionado pelo comportamento a curto e longo prazo dos compósitos F.R.P. e do adesivo.

Em seguida, serão enunciados e retratados os principais constituintes necessários à utilização deste tipo de compósitos como método de reparação de estruturas, nomeadamente, as fibras, os compósitos F.R.P. e o adesivo de colagem.

²⁰ Juvandes, L. F. P., *Reforço e Reabilitação de Estruturas – Módulo 2*. Formação profissional, Ordem dos Engenheiros – Secção Regional da Madeira, 5-6 de Abril de 2002.

¹⁹ Sousa, A. F. V. S., *Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*, Setembro de 2008.

✓ Fibras

As fibras são os constituintes responsáveis pela resistência e rigidez do compósito, pelo que se torna importante existir um critério de seleção cuidadoso consoante o que se pretende, em função do tipo de fibra (composição química), do seu grau de concentração, do seu comprimento (curtas ou longas) e da forma como se dispõem na matriz polimérica. Efetivamente, a forma como são dispostas as fibras influencia não só a resistência à tração, mas também, o módulo de elasticidade, pois estes são máximos segundo a direção principal das fibras e vão reduzindo à medida que o ângulo se afasta dessa direção. De referir, ainda, que as fibras possuem um comportamento perfeitamente elástico, sem presença de tensões de cedência e de deformação plástica, o que não acontece no caso dos metais, como se pode constatar na Figura 4.1.²⁰

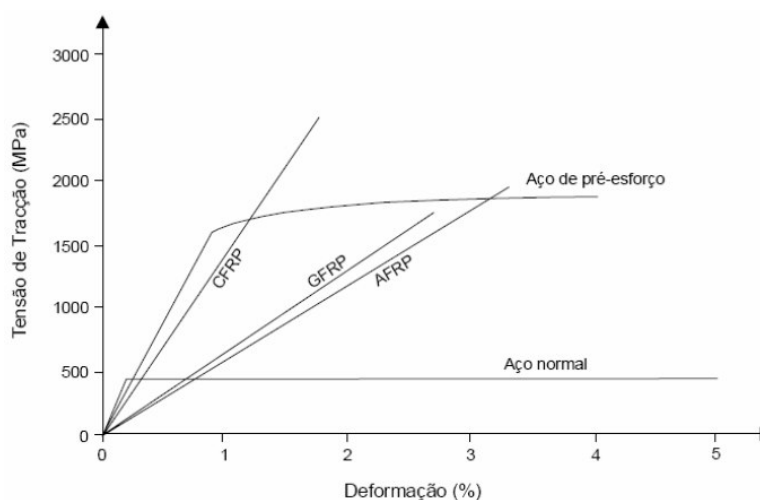


Figura 4.1– Comportamento à tração de vários sistemas F.R.P. e aço (Juvandes, L. F. P., 2002)

As nomenclaturas “C.F.R.P.”, “G.F.R.P.” e “A.F.R.P.” que aparecem na figura anterior (Figura 4.1) serão explicadas já em seguida.

Para utilizar em reforço de estruturas de betão armado, as fibras mais adequadas são as de filamento de configuração contínua (*Continuous Fibers/Fibras contínuas*), pois é possível orientá-las segundo uma direção específica e provocar, consequentemente, uma otimização do seu desempenho estrutural por razões já mencionadas anteriormente. As fibras contínuas mais correntes nos materiais F.R.P. comercializadas para aplicações em engenharia civil são as de vidro (G) (Figura 4.2 a)), as de carbono (C) (Figura 4.2 b)) e as de poliamida aromática (aramida A) (Figura 4.2 c)), das quais são produzidos,

²⁰ Juvandes, L. F. P., *Reforço e Reabilitação de Estruturas – Módulo 2*. Formação profissional, Ordem dos Engenheiros – Secção Regional da Madeira, 5-6 de Abril de 2002.

respetivamente, os compósitos reforçados com fibras, internacionalmente, conhecidos por G.F.R.P (Glass Fiber Reinforced Polymer), C.F.R.P. (Carbon Fiber Reinforced Polymer) e A.F.R.P. (Aramid Fiber Reinforced Polymer).²⁰

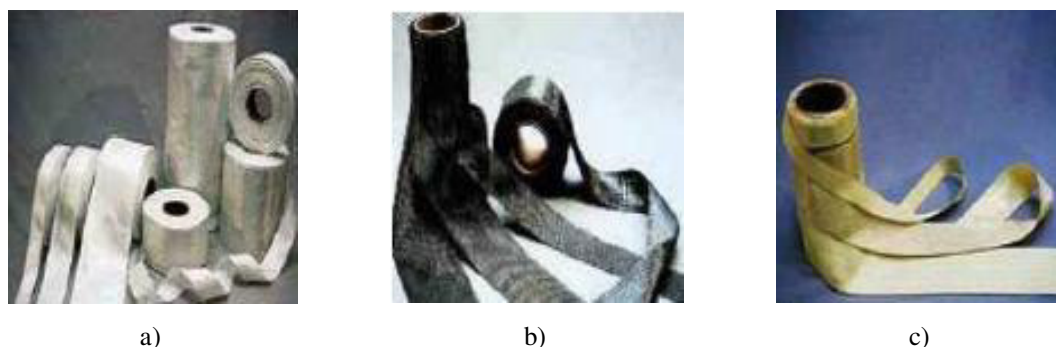


Figura 4.2 – a) Fibras de vidro; b) Fibras de carbono; c) Fibras de aramida (Sousa, A. F. V. S., 2008)

Em seguida, no Quadro 4.2, enunciam-se algumas das principais vantagens e desvantagens de cada tipo de fibras que podem ajudar na opção por qual utilizar.

Quadro 4.2 – Principais vantagens e desvantagens das fibras de reforço (Fonseca, S., 2007)

Fibra	Vantagens	Desvantagens
Carbono	<ul style="list-style-type: none"> • Grande resistência à tração, compressão e fadiga; • Grande resistência a altas temperaturas e à ação de agentes químicos; • Boa condutividade térmica e elétrica; • Imunes à corrosão. 	<ul style="list-style-type: none"> • Sensibilidade ao choque e abrasão; • Corrosão do tipo galvânico; • Cor negra; • Dez vezes mais caras do que as fibras de vidro.
Vidro	<ul style="list-style-type: none"> • Grande resistência à temperatura; • Boa aderência à matriz polimérica; • Transparente; • Boas características elétricas; • Boa relação qualidade/preço. 	<ul style="list-style-type: none"> • Suscetível a danos na superfície; • Características mecânicas inferiores aos das outras fibras; • Maior peso específico.
Aramida	<ul style="list-style-type: none"> • Baixa densidade; • Resistência à tração elevada; • Excelente resistência ao choque, desgaste e vibrações; • Bom comportamento ao fogo e boa resistência química. 	<ul style="list-style-type: none"> • Baixa resistência à compressão; • Sensibilidade à fluência, à ação de raios ultravioletas e a temperaturas elevadas; • Dificuldade de moldagem; • Absorção de humidade.

Num processo de reforço de uma estrutura a opção pelo tipo de fibra a utilizar num sistema F.R.P. deverá ter em conta, principalmente, a sua resistência, rigidez e

²⁰ Juvandes, L. F. P., *Reforço e Reabilitação de Estruturas – Módulo 2*. Formação profissional, Ordem dos Engenheiros – Secção Regional da Madeira, 5-6 de Abril de 2002.

durabilidade para que possa cumprir as exigências da técnica de reforço projetada. Em reforços de estruturas de betão armado, os sistemas reforçados com fibras de carbono (C.F.R.P.) são os mais comuns, pois são os que apresentam maior resistência à tração, maior módulo de elasticidade e menor peso específico ao serem comparadas com as outras fibras.

✓ *Compósitos de F.R.P.*

Como já referido, anteriormente, os compósitos de F.R.P. resultam, essencialmente, do conjunto entre fibras contínuas de reforço orgânico ou inorgânico e de uma resina termoendurecível (matriz polimérica).

As fibras já foram expostas nesta dissertação, importa, então, conhecer um pouco mais acerca da matriz polimérica.

A matriz polimérica (resina termoendurecível) tem a função não só de transmitir os esforços entre as fibras e a estrutura envolvente, mas também, proteger as fibras da agressividade do ambiente e de danos mecânicos. Pela importância que a matriz polimérica tem no comportamento global do compósito, nomeadamente, na resistência ao corte interlaminar e ao plano e pelo facto de servir como proteção contra a instabilidade das fibras quando expostas a ações de compressão, torna-se extremamente, necessária uma seleção da mesma de uma forma criteriosa. Para o uso em engenharia civil, nomeadamente, na técnica de reforço por colagem é aconselhável a opção pelos compósitos F.R.P. constituídos por resinas termoendurecíveis do tipo epóxico.²⁰

Pelo facto dos compósitos F.R.P. serem uma mistura de componentes, eles são considerados materiais não homogêneos e anisotrópicos em que as suas propriedades podem variar com a composição, processo de fabrico e com as condições que poderão vir a estar expostas, como por exemplo, temperatura, agressividade ambiental, etc.. Como o produto final tem propriedades anisotrópicas, ou seja, as fibras podem apresentar as mais diversas orientações, este pode ser classificado como unidirecional, bidirecional ou multidirecional, dependendo dessas mesmas orientações que o produto possa.²⁰

²⁰ Juvandes, L. F. P., *Reforço e Reabilitação de Estruturas – Módulo 2*. Formação profissional, Ordem dos Engenheiros – Secção Regional da Madeira, 5-6 de Abril de 2002.

No mercado, para aplicar em reforços de estruturas de betão armado, existem, basicamente, dois sistemas de aplicação de materiais compósitos F.R.P.: sistemas pré-fabricados e sistemas curados *in situ* que serão abordados de seguida.

Os sistemas pré-fabricados são produtos acabados de F.R.P. que possuem dimensão e secção transversal definidas e em condições de serem aplicados com adesivo ou cola ao elemento de betão armado que se pretende reforçar.¹⁹

Na seguinte figura (Figura 4.3) ilustra-se um exemplo de um sistema laminado semirígido de F.R.P. do tipo unidirecional, sistemas mais utilizados em engenharia civil na classe dos pré-fabricados.



Figura 4.3 – Laminado de F.R.P. pronto a ser cortado (Sousa, A. F. V. S., 2008)

Previamente à aplicação destes sistemas deve preparar-se a superfície de betão do elemento que se pretende reforçar, da seguinte forma¹⁸:

- Limpar e aumentar a rugosidade superficial do betão por picagem, jacto de areia ou jacto de água;
- Aplicar o primário epóxico por forma a melhorar a resistência superficial e limitar a absorção do adesivo epóxico pelo betão;
- Regularizar a superfície com uma argamassa epóxida tendo em atenção que a espessura de resina aplicada não pode ser superior à especificada.

¹⁹ Sousa, A. F. V. S., *Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*, Setembro de 2008.

¹⁸ Chastre, C., *Reparação e reforço de estruturas de betão armado com sistemas compósitos de FRP*, Maio de 2005.

✓ Adesivos

A opção por um determinado sistema F.R.P., para além do compósito F.R.P. em si, também inclui o adesivo ou cola que é responsável pela sua colagem aos elementos de betão a reforçar.

Os adesivos destes tipos de sistemas podem ser da classe geral dos epóxidos, dos vinilester ou dos poliéster insaturados. Para os laminados pré-fabricados, o agente adesivo é composto por um material diferente do compósito F.R.P. sendo que os mais comuns são do tipo epóxido como já visto anteriormente. Já para os sistemas F.R.P curados *in situ*, o agente adesivo é a própria resina de impregnação, ou seja, a matriz polimérica, que tem como principal objetivo transferir os esforços entre as fibras e destas para a superfície a colar. No entanto, esta resina (matriz polimérica) é, também, do tipo epóxido na maioria dos casos em que se aplica em engenharia civil.²⁰

Como as principais características de um adesivo do tipo epóxido são a viscosidade, o tempo de utilização, o tempo de cura, a toxicidade e o endurecimento em contacto com a humidade ou água, é indispensável conhecer e perceber o que são os tempos de utilização e de contacto.

Tempo de utilização é o intervalo de tempo em que o adesivo na forma líquida se consegue trabalhar sem dificuldade. Ultrapassado esse tempo, o adesivo perde, drasticamente, as suas características de aderência e deverá ser rejeitado. Os seus valores podem variar de uns minutos a horas, sendo que diminui com o aumento da temperatura e da quantidade de material, pois existe libertação de calor durante a cura.²⁰

Tempo de contacto é o intervalo de tempo compreendido entre o momento em que o adesivo é aplicado na superfície a colar e o momento em que este inicia o endurecimento. Obviamente, a colagem deve ser realizada neste período de tempo para que a colagem apresente as características desejadas, se ultrapassado este tempo, deixa de ser possível executar a colagem e o produto deverá ser rejeitado. O tempo de contacto é influenciado pela temperatura ambiente e pela temperatura do suporte.²⁰

²⁰ Juvandes, L. F. P., *Reforço e Reabilitação de Estruturas – Módulo 2*. Formação profissional, Ordem dos Engenheiros – Secção Regional da Madeira, 5-6 de Abril de 2002.

Posteriormente à aplicação, a agressividade a que o adesivo for sujeito condiciona a resistência mecânica (tração, compressão e flexão), a aderência às superfícies, a retração durante a cura, o módulo de elasticidade, a extensão de rotura, o coeficiente de dilatação térmica, a resistência química, a resistência à temperatura e o comportamento a longo prazo na sua fase endurecida.²⁰

Há, ainda a referir, que ao executar-se um processo de colagem, principalmente, de sistemas de F.R.P. endurecidos *in situ*, a aplicação de primários e de regularizadores de superfície completam e melhoram o desempenho desse mesmo processo, sendo, por isso indispensável a sua utilização. O primário penetra na superfície do betão por capilaridade e melhora a capacidade adesiva da superfície para receção do adesivo. Já o produto de regularização elimina pequenas irregularidades na superfície com o objetivo de evitar a formação de bolhas de ar, garantindo, assim, uma superfície lisa para posterior colagem do F.R.P.¹⁹

4.3.2. Betão de reforço

O betão a utilizar num processo de reabilitação de estruturas deverá apresentar alta qualidade e apresentar características que o torne compatível com o betão já presente na mesma, entre elas:

- Boa resistência à compressão;
- Boa aderência;
- Boa trabalhabilidade;
- Baixa retração e fluência;
- Baixa porosidade;
- Utilização de agregados de pequenas dimensões;

²⁰ Juvandes, L. F. P., *Reforço e Reabilitação de Estruturas – Módulo 2*. Formação profissional, Ordem dos Engenheiros – Secção Regional da Madeira, 5-6 de Abril de 2002.

¹⁹ Sousa, A. F. V. S., *Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*, Setembro de 2008.

- Módulo de elasticidade, coeficiente de dilatação térmica e coeficiente de Poisson muito semelhantes aos do betão já existente na estrutura (parâmetros de deformabilidade).

Estas características enunciadas no último item, os parâmetros de deformabilidade, devem ser, necessariamente, semelhantes entre o betão de reforço e o betão já presente na estrutura para que sejam minimizadas deformações diferenciais que podem, por sua vez, introduzir tensões significativas na interface entre ambos os betões.¹⁹

4.3.3. Aço

Para reforços de estruturas em betão armado são utilizados aços na forma de varões, chapas, perfis metálicos e, no caso de reforços com recurso a técnicas de pré-esforço exterior, na forma de cabos.

Para o caso de serem utilizados varões, a classe de resistência do aço deve ser igual à classe da armadura já existente na estrutura. No entanto, há que ter a preocupação que o aço de reforço deve possuir características de soldabilidade especiais.

Quando forem utilizados perfis metálicos aconselha-se que os mesmos não possuam resistência muito elevada, por forma a não ser necessária impor uma grande deformação para mobilizar a sua capacidade resistente.²¹

Em técnicas de aplicação de pré-esforço exterior, a seleção e aplicação do aço deve ser o mais criteriosa possível e realizada por entidades, altamente, especializadas na técnica e com vasta experiência no mercado.

¹⁹ Sousa, A. F. V. S., *Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*, Setembro de 2008.

²¹ Gomes, A., Appleton, J. *Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, n.º41.

4.4. Reabilitação e reforço de estruturas em betão armado

Existem várias soluções possíveis para aplicar num processo de reabilitação de uma Obra de Arte, dependendo da origem e importância das anomalias detetadas, da, eventual, necessidade ou não de fazer cortes no trânsito, de fatores técnicos e de fatores socioeconómicos.

De seguida apresentam-se algumas das técnicas mais utilizadas na reabilitação de estruturas em betão armado.

4.4.1. Preparação da superfície deteriorada e proteção das armaduras

A preparação da superfície baseia-se em remover e substituir o betão deteriorado recorrendo a meios próprios e tendo em conta o objetivo pretendido, a função do elemento estrutural a reparar e o nível de deterioração do próprio betão e das armaduras.

Consoante a dimensão da superfície a tratar, assim os meios se devem adequar, ou seja, para pequenas dimensões e/ou locais de difícil acesso de equipamentos mecânicos aconselha-se o desmate manual recorrendo a material portátil, já para o caso de grandes dimensões devem ser utilizados meios mecânicos de remoção do betão e preparação da superfície, nomeadamente, martelo pneumático, de agulhas ou elétrico, fresagem, jacto de areia, jacto de água, hidrodemolição, bombardeamento de esferas ou jacto de vapor.¹⁷

A limpeza da superfície tem grandes benefícios fáceis de perceber, entre os quais, remoção de todas as poeiras e pequenos detritos que, obviamente, melhoram a capacidade de aderência da superfície de contacto. Finda a limpeza, a não ser que seja necessário aplicar um produto de regularização de superfície, é aconselhável humidificar a superfície para que a aderência de ligantes hidráulicos ao betão da própria superfície seja facilitada.

No caso da limpeza das armaduras que possam estar a descoberto, a mesma deverá ser realizada com um jacto de areia ou lixando e escovando as armaduras manual ou mecanicamente. De referir que não se recomenda a utilização de agentes químicos, pois estes podem comprometer a adesão entre as armaduras e o betão. Essa limpeza permitirá detetar os varões que tenham sido alvo de reduções de secção e dependendo disso

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

definir se é, apenas, necessário proteger os varões de futuras reduções, reforçar a zona em défice ou até substituir, completamente, a área afetada por varões novos. Em qualquer dos casos devem ser garantidas as condições de aderência e para os dois últimos, também, devem ser garantidos os comprimentos de amarração.¹⁷

O enchimento da superfície deteriorada e já preparada deve ser realizado, sempre que possível, com materiais, altamente, alcalinos à base de cimentos impermeáveis cujas propriedades sejam as mais parecidas possíveis com as do betão presente na estrutura.¹⁷ Efetivamente, a qualidade do enchimento é influenciado pela escolha do material a aplicar, pelo controlo da retração depois da sua colocação e pela garantia de uma boa aderência ao betão presente na estrutura.

4.4.2. Reparação e/ou reforço por encamisamento com betão armado (betão moldado *in situ*)

A reparação e/ou reforço por encamisamento com betão armado baseia-se em aumentar a secção do elemento estrutural a reforçar através da adição de armadura e de uma camada de betão envolvente, não só da secção inicial, mas também, da própria armadura incrementada.²¹

Esta técnica tem a grande vantagem de ser, relativamente, fácil de executar o que faz dela uma das mais utilizadas no reforço de elementos estruturais, no entanto, apresenta, também, algumas desvantagens, nomeadamente, o tempo de espera para que o betão faça presa e endureça e o aumento da dimensão dos elementos reforçados que leva ao aumento do peso próprio e a eventuais problemas estéticos.

4.4.3. Reparação e/ou reforço com betão projetado

Esta técnica consiste, basicamente, num processo mecânico de projeção de betão sob pressão de uma forma contínua.

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

²¹ Gomes, A., Appleton, J. *Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, n.º41.

O betão projetado é utilizado para quando é necessário aumentar a espessura de recobrimento ou substituir betão que se encontre deteriorado em grande volume ou de difícil utilização de cofragem.¹⁷

Nesta técnica, o betão projetado deve apresentar características, no mínimo, iguais às do betão já presente na estrutura. Deve, ser composto por cimento, por inertes de pequenas dimensões conter baixa retração e ser aplicado em camadas.

Para aplicação desta técnica em superfícies de grande dimensão, aconselha-se a colocação de armadura de pele para minimizar o risco do aparecimento de fissuras por retração e, ainda, a repetição de ciclos de molhagem para controlo dos tempos de cura. Em dias de calor excessivo, devem ser colocados plásticos sobre a superfície para a proteger da secagem muito rápida do betão e, conseqüentemente, controlar a sua retracção.¹⁷

Existem duas formas distintas de aplicar esta técnica, via seca e via húmida, no entanto, as duas bastante semelhantes. Na via seca, os agregados húmidos e o cimento são misturados e lançados por ar comprimido para a pistola de projeção, onde, por sua vez, lhes é adicionada água sob pressão. Na via húmida, a água, o cimento e os agregados são, previamente, misturados e transportados por ar comprimido até ao canhão de projeção, local onde lhes é adicionado ar comprimido.²²

4.4.4. Reparação e/ou reforço com resinas epóxi e elementos metálicos

O uso de resinas epoxídicas é bastante útil quando se pretende selar pequenas e médias fendas em estruturas de betão armado e, também, para proteger armaduras dos agentes ambientais. Para casos mais graves podem-se colar chapas de aço com resina epóxi ao elemento estrutural a reparar e/ou reforçar, pois, assim, não só se reduz a fissuração, como também, se reduz a deformação.²³

¹⁷ Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009.

²² Santos, T., *Estratégias para reparação e reforço de estruturas em betão*, 2008.

²³ Rodrigues, N., *Reabilitação de pontes Históricas de alvenaria*, 2008.

A grande vantagem desta técnica é a rapidez e facilidade de execução, no entanto, apresenta algumas desvantagens, sendo a mais importante, o facto de haver o risco de corrosão do elemento metálico e o seu consequente risco de descolagem.

4.4.5. Reparação e/ou reforço com compósitos F.R.P.

O uso desta técnica apresenta, desde já, algumas vantagens importantes devido aos próprios compósitos F.R.P., nomeadamente, elevada resistência, baixo peso específico, elevada resistência à corrosão, boa resistência à fadiga, boa resistência ao choque e facilidade de aplicação. No entanto, como todos os materiais, também têm algumas desvantagens, entre elas, elevado custo, baixa resistência ao fogo, elevada toxicidade e necessidade de pessoal, altamente, qualificado.²⁰

Esta técnica consiste no encamisamento do elemento a reparar e/ou reforçar com compósitos F.R.P., aplicando fios, tecidos ou mantas flexíveis de fibras de carbono, vidro ou aramida impregnados com resina epóxi, como se pode constatar na Figura 4.4.



Figura 4.4 – Reforço de pilares com recurso a C.F.R.P. (Costa, Vanessa Miranda, 2009)

Para se perceber melhor o processo de aplicação desta técnica apresenta-se, em seguida, uma sequência de imagens legendadas que o elucidam (Figura 4.5).

²⁰ Juvandes, L. F. P., *Reforço e Reabilitação de Estruturas – Módulo 2*. Formação profissional, Ordem dos Engenheiros – Secção Regional da Madeira, 5-6 de Abril de 2002.

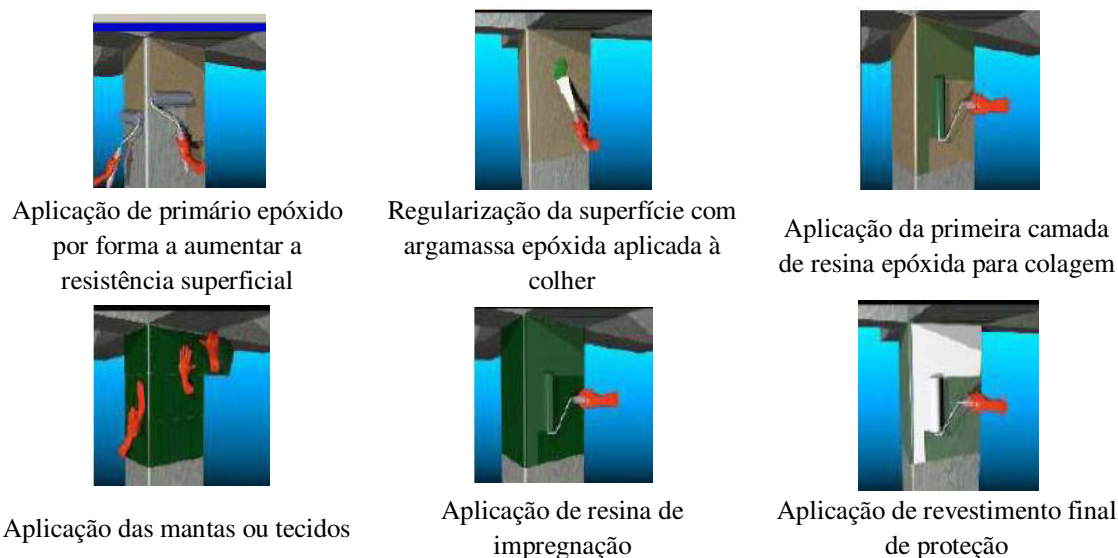


Figura 4.5 – Sequência do processo de aplicação de sistemas F.R.P.
(http://leb.pt/xms/files/ISEL_2005.pdf)

Como curiosidade, refere-se que o uso desta técnica melhora o comportamento do elemento reparado e/ou reforçado, especialmente, se estes forem pilares de secção circular, à ação do sismo, uma vez que o uso destes materiais permite aumentar a ductilidade e a resistência ao corte dos mesmos.²³

4.4.6. Reforço da estrutura recorrendo a pré-esforço exterior

O pré-esforço exterior, relativamente, ao pré-esforço interior apresenta algumas diferenças que podem até considerar-se vantagens no processo de execução e instalação dos cabos que é bem mais fácil, eficaz e conduz a menores perdas de tensão por atrito. Apesar disso, existem alguns inconvenientes próprios deste se encontrar no exterior da estrutura e por estar exposto a todos os agentes ambientais, daí ser, estritamente, necessário o uso de proteção anticorrosiva.

Esta técnica utiliza-se quando existe a necessidade de reforçar a Obra de Arte à flexão e ao esforço transversal, alterar o esquema estático da estrutura, por exemplo quando existe a necessidade de suprimir algum apoio, minimizar ou mesmo eliminar

²³ Rodrigues, N., *Reabilitação de pontes Históricas de alvenaria*, 2008.

deformações excessivas ou fendilhações localizadas provenientes de esforços excessivos ou, ainda, quando se pretende aliviar tensões numa determinada zona da estrutura.

Os fatores que influenciam a eficácia do pré-esforço exterior são, entre outros, o próprio traçado dos cabos, a localização das ancoragens e dos desviadores, daí a importância desta técnica ser projetada e executada por entidades com a máxima experiência nesta área específica da engenharia civil.

A utilização desta técnica tem vindo a aumentar e a desenvolver-se nos últimos anos, não só pelos resultados práticos positivos que tem apresentado, mas também, pelos poucos meios necessários à sua aplicação. Por tudo isto a técnica do pré-esforço exterior será abordada, explicada e desenvolvida no próximo capítulo da presente dissertação a fim de se perceberem todas as suas especificidades.

Capítulo 5

Pré-Esforço Exterior (Pré- Esforço Pós-Tensão)

5.1. Considerações iniciais

O pré-esforço exterior surgiu na Alemanha, com a necessidade de reabilitar as estruturas, em particular as pontes e os viadutos, completa ou parcialmente destruídas durante a Segunda Guerra Mundial. Contudo, as limitações técnicas devidas à ausência de conhecimento específico e às limitações ao nível dos materiais empregues, fizeram com que o pré-esforço exterior caísse em desuso ao longo de vários anos, ressurgindo, na década de noventa associado ao desenvolvimento dos materiais, nomeadamente, do aço de elevada resistência e ao crescente estudo por parte da comunidade técnica da engenharia civil. Hoje em dia, o pré-esforço exterior é uma das técnicas mais utilizadas no reforço e reabilitação de estruturas, pois permite aplicar cargas que contrariam as atuantes, possibilitando, assim, a diminuição do nível de tensões das estruturas.

De uma forma simples, pode dizer-se que o pré-esforço exterior se baseia na aplicação de uma ancoragem passiva numa das extremidades da peça e uma ancoragem ativa na outra extremidade, ligadas por cabos com trajetos normalmente retos e exteriores que transmitem a carga às estruturas por meio de desviadores. A Figura 5.1 esquematiza a disposição dos diferentes componentes do pré-esforço exterior.

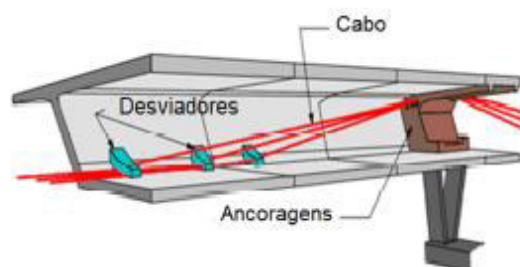


Figura 5.1 – Disposição dos diferentes componentes do pré-esforço exterior (Suntharavadivel, Thuraichamy Guganesan, 2008)

Os elementos mais utilizados na técnica do pré-esforço exterior são as barras e os cordões em aço de alta resistência embainhados por metal ou plástico. A selagem é realizada com a injeção de calda cimentícia, graxa ou cera nas bainhas.

Como hoje em dia, as preocupações relacionadas com a durabilidade das estruturas têm vindo a aumentar nos órgãos de tomada de decisão principalmente por razões económicas, mas também ambientais, o pré-esforço exterior vai sendo cada vez mais utilizado. Isto porque o mesmo apresenta as vantagens de permitir um acesso fácil e de possibilitar a sua substituição e/ou retensionamento a qualquer momento e consequentemente permitir que o reforço e/ou reabilitação de uma qualquer estrutura possa ser realizado ao longo da sua vida útil. Estas vantagens minimizam o dispêndio de recursos materiais, cada vez que seja necessário executar um processo de reforço e/ou reabilitação de uma estrutura, levando não só a uma poupança em termos económicos, mas também, à preservação do meio ambiente.

O pré-esforço exterior utilizado no reforço e/ou reabilitação de obras de arte é, normalmente, constituído por cordões de aço de alta resistência, pois esta é a solução mais eficaz para suportar eventuais acréscimos de solicitações originados do desenvolvimento dos veículos e da sociedade. Outra solução de pré-esforço exterior muito utilizada é a aplicação de barras de aço.²⁴

Na Figura 5.2, pode observar-se a aplicação de pré-esforço exterior, recorrendo a cordões de aço de alta resistência, no reforço do viaduto de Bicesse, em Portugal.



Figura 5.2 – Viaduto em Bicesse, Portugal (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

²⁴ Neves, Samuel Patrício Maló, *Pré-Esforço Exterior no Reforço de Estruturas*, 2012.

Nas Figuras 5.3 e 5.4, pode observar-se a aplicação de pré-esforço exterior, recorrendo a barras de aço.



Figura 5.3– Pré-esforço exterior com barras de aço (Khaleghi, Bijan)



Figura 5.4 - Pré-esforço exterior com barras de aço (Khaleghi, Bijan)

5.2. Conceitos inerentes ao pré-esforço exterior

Importa, antes de mais, perceber alguns conceitos relacionados com o pré-esforço exterior, nomeadamente, o conceito de pré-esforço por pós-tensão e o conceito de pré-esforço não aderente.

O pré-esforço por pós-tensão é aplicado depois da betonagem da peça e a sua transmissão é feita através de ancoragens colocadas nas extremidades dos cabos ou barras. Sendo assim, o pré-esforço exterior utilizado num processo de reforço e/ou reabilitação de uma estrutura é sempre por pós-tensão, pois a aplicação do pré-esforço num caso desses é, obviamente, sempre posterior à betonagem.

No pré-esforço do tipo não aderente existem pequenos deslocamentos entre a interface do betão e da própria armadura de pré-esforço, que como se verá posteriormente trará alguns inconvenientes. O pré-esforço exterior é, inevitavelmente, do tipo não aderente, ou seja, apresentará essas mesmas características e esses mesmos inconvenientes, mas também, apresentará vantagens como se constatará em seguida.

5.3. Vantagens e inconvenientes do pré-esforço exterior

Como referido, anteriormente, grande parte das vantagens e dos inconvenientes do pré-esforço exterior advêm das suas próprias especificidades e do seu processo construtivo.

As principais vantagens do pré-esforço exterior estão relacionadas com o facto dos seus componentes se encontrarem exteriores à estrutura, permitindo, assim, a sua fácil instalação, uma melhor monitorização ao longo da vida útil da obra e, em caso de necessidade, a execução de um retensionamento ou até de uma substituição futura dos cabos.

O pré-esforço exterior apresenta, no entanto, alguns inconvenientes, o principal resultante do facto de se tratar de um pré-esforço do tipo não aderente e, consequentemente, menos eficaz em relação não só aos estados limites últimos, mas também aos estados limites de utilização. Outros inconvenientes resultam: da disposição dos próprios cabos que têm traçados, obrigatoriamente, retos, à exceção das zonas dos desviadores, provocando, assim, uma menor eficiência quando comparado com o pré-esforço interior que apresenta traçados, maioritariamente, parabólicos; dos sobrecustos que apresentam os seus vários componentes, nomeadamente, diferentes diâmetros de bainhas e uniões das mesmas, desviadores e em alguns casos ancoragens especiais; da concentração de tensões nas zonas dos desviadores (zonas onde as cargas são transmitidas à estrutura) conduzindo a um acréscimo de armadura ordinária nessas zonas.²⁴

²⁴ Neves, Samuel Patrício Maló, *Pré-Esforço Exterior no Reforço de Estruturas*, 2012.

5.4. Classificação dos sistemas de pré-esforço exterior

O pré-esforço exterior pode ser classificado em função das suas especificidades e do seu processo construtivo, da seguinte forma:

5.4.1. Quanto à facilidade de substituição dos cordões

- Pré-esforço substituível – aquele que permite uma substituição simples, sem necessidade de operações destrutivas quer dos seus próprios elementos, quer dos elementos de betão das estruturas;
- Pré-esforço não substituível – aquele que não permite uma substituição razoavelmente simples, ou seja, são necessárias operações destrutivas quer nos seus próprios elementos, quer nos elementos de betão das estruturas para se conseguir a sua substituição.

5.4.2. Quanto à possibilidade de alterar a força nos cabos de pré-esforço

- Pré-esforço exterior retensionável – aquele que permite, posteriormente ao tensionamento dos cabos, o ajuste da força de pré-esforço;
- Pré-esforço exterior não retensionável – aquele que não permite, posteriormente ao tensionamento dos cabos, o ajuste da força de pré-esforço. Este é um sistema definitivo, visto que os cabos se encontram injetados e por isso impossível o seu retensionamento.

5.4.3. Quanto ao tipo de proteção contra a corrosão

- Pré-esforço exterior com bainha coletiva – aquele em que a bainha envolve todos os cordões no seu interior;
- Pré-esforço exterior sem bainha coletiva – aquele que não contém bainha, fazendo, assim, com que os cordões fiquem diretamente em contacto com o meio ambiente em que se encontram;
- Pré-esforço exterior com cordões protegidos e bainha coletiva – aquele que recorre a cordões protegidos ou autoembainhados inseridos numa bainha coletiva. Essa bainha coletiva pode ser injetada com calda de cimento, graxa ou cera.

5.5. Pré-esforço exterior em cordões

Os cabos de pré-esforço são constituídos por um ou mais cordões (Figura 5.5), que por sua vez são compostos por fios de aço de alta resistência. Os cordões são, normalmente, envolvidos por bainhas de plástico ou metal e selados pela injeção de um material inibidor de corrosão, nomeadamente, calda cimentícia, graxa ou cera.



Figura 5.5 – Cordões de pré-esforço (<http://alreco.es/pt/cordoes-de-aco-esforçado>)

Segundo a prEN 10138-3, os cordões podem ser constituídos por 2, 3 ou 7 fios entrelaçados, sendo que os mais utilizados, hoje em dia, são os de 7 fios, que ainda se dividem por sua vez estes em dois tipos, o normal e o super. O Quadro 5.1 mostra as características dos cordões.

Quadro 5.1 – Características dos cordões de pré-esforço, nomeadamente, os constituídos por 7 fios (ETA-06/0006 2011)

Number of strands in the prestressing unit	STRAND Ø 15.2 - T15.2 or 6 $f_{pk} = 1\,860\text{ N/mm}^2$ $F_{pk} = 260\text{ kN}$ $F_{p0.1k} = 229\text{ kN}$					STRAND Ø 15.7 - T15.7 or 6S $f_{pk} = 1\,860\text{ N/mm}^2$ $F_{pk} = 279\text{ kN}$ $F_{p0.1k} = 246\text{ kN}$				
	A_p	$A_p \cdot f_{pk}$	0.8 $A_p \cdot f_{pk}$	$A_p \cdot f_{p0.1k}$	0.9 $A_p \cdot f_{p0.1k}$	A_p	$A_p \cdot f_{pk}$	0.8 $A_p \cdot f_{pk}$	$A_p \cdot f_{p0.1k}$	0.9 $A_p \cdot f_{p0.1k}$
	mm ²	kN	kN	kN	kN	mm ²	kN	kN	kN	kN
1	140	260.0	208.0	229.0	206.1	150	279.0	223.2	246.0	221.4
2	280	520.0	416.0	458.0	412.2	300	558.0	446.4	492.0	442.8
3	420	780.0	624.0	687.0	618.3	450	837.0	669.6	738.0	664.2
4	560	1 040.0	832.0	916.0	824.4	600	1 116.0	892.8	984.0	885.6
5	700	1 300.0	1 040.0	1 145.0	1 030.5	750	1 395.0	1 116.0	1 230.0	1 107.0
6	840	1 560.0	1 248.0	1 374.0	1 236.6	900	1 674.0	1 339.2	1 476.0	1 328.4
7	980	1 820.0	1 456.0	1 603.0	1 442.7	1 050	1 953.0	1 562.4	1 722.0	1 549.8
8	1 120	2 080.0	1 664.0	1 832.0	1 648.8	1 200	2 232.0	1 785.6	1 968.0	1 771.2
9	1 260	2 340.0	1 872.0	2 061.0	1 854.9	1 350	2 511.0	2 008.8	2 214.0	1 992.6
10	1 400	2 600.0	2 080.0	2 290.0	2 061.0	1 500	2 790.0	2 232.0	2 460.0	2 214.0
11	1 540	2 860.0	2 288.0	2 519.0	2 267.1	1 650	3 069.0	2 455.2	2 706.0	2 435.4
12	1 680	3 120.0	2 496.0	2 748.0	2 473.2	1 800	3 348.0	2 678.4	2 952.0	2 656.8

A designação dos cordões é definida conforme indicado pela “pr EN 10138-3” e como se exemplifica de seguida na Figura 5.6:

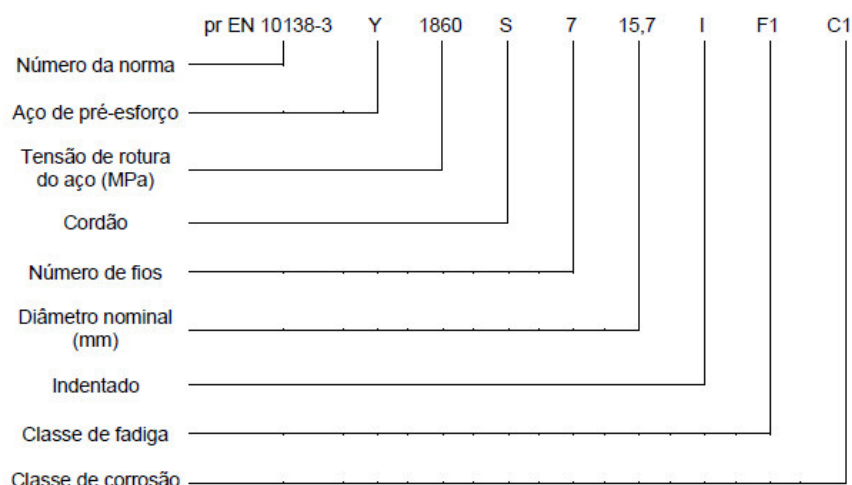


Figura 5.6 – Designação de um cordão (pr EN 10138-3, 2000)

5.5.1. Aço autoembainhado

Este sistema é constituído por um conjunto de monocordões protegidos que funcionam isoladamente sem uma bainha coletiva (Figura 5.7). Hoje em dia, os cabos mais utilizados neste sistema são os cordões autoembainhados que começaram a ser utilizados em meados dos anos 70. Estes, inicialmente, foram construídos para serem utilizados como tirantes em pontes atirantadas, mas ao longo dos anos têm sido, também, muito aplicados em situações de pré-esforço exterior e em lajes de edifícios. Este sistema pode, ainda, ser galvanizado, sendo que assim lhe confere uma camada resistente à corrosão e, conseqüentemente, lhe acrescenta durabilidade.²⁴

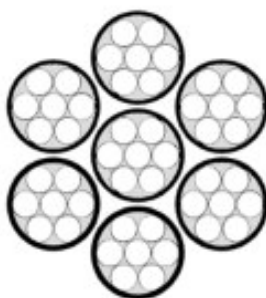


Figura 5.7– Cabo sem bainha coletiva (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

²⁴ Neves, Samuel Patrício Maló, *Pré-Esforço Exterior no Reforço de Estruturas*, 2012.

Os principais tipos de cordões autoembainhados empregues em obras com recurso a pré-esforço exterior são os que se apresentam na Figura 5.8:

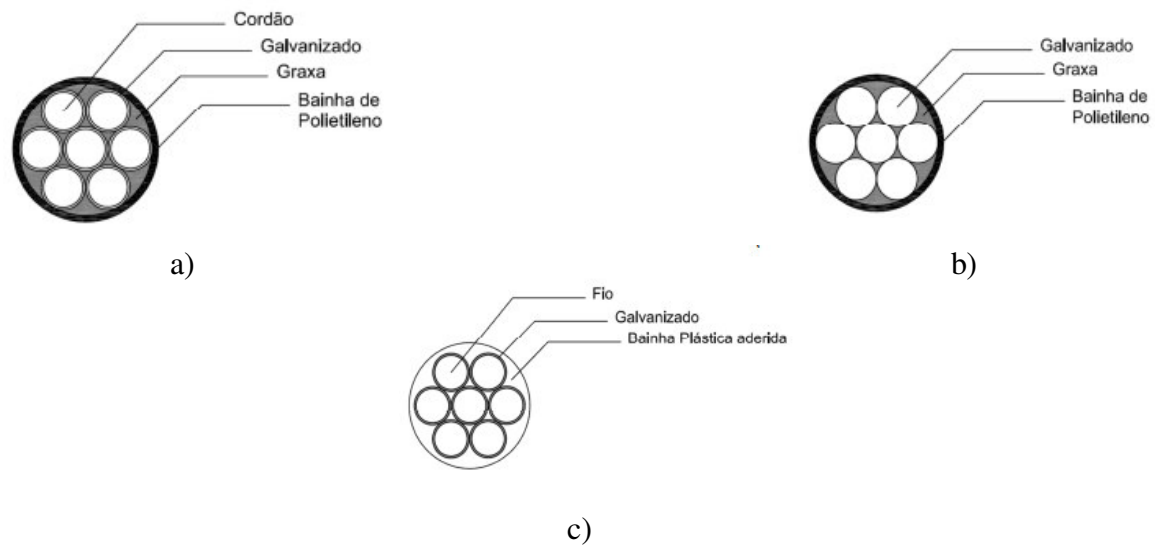


Figura 5.8 – Tipos de cordões autoembainhados, a) três camadas: galvanizado, cera ou graxa, bainha individual em PEAD; b) duas camadas: Cera ou graxa, bainha em PEAD (Autoembainhado); c) três camadas: galvanizado, graxa, bainha aderida em PEAD (autoembainhado) (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

Os cordões autoembainhados ou monocordões são produzidos em fábricas devidamente especializadas para o efeito, sendo que quando são entregues em obra já se encontram totalmente prontos para aplicação. Assim, salvo alguma indicação específica de projeto, não existe a necessidade de injetar qualquer tipo de cera ou graxa, nem de adicionar alguma camada protetora adicional, visto que, tudo isso já se encontra incorporado. No entanto, existem sempre cuidados a ter a fim de prevenir o aparecimento de corrosão, nomeadamente:

- Manusear os cordões protegidos com cuidado, em especial nas ações de introdução dos cordões, visto que os mesmos são sensíveis a cortes que podem estragar a bainha individual;
- Nas zonas de ancoragem, os cordões devem ser nus e desprotegidos de qualquer cera ou graxa com o objetivo de garantir a ação das cunhas diretamente sobre os cordões. Nessas zonas, a proteção dos cordões é garantida por uma bainha coletiva injetada com cera ou graxa.

As bainhas individuais em PEAD, que protegem o cordão têm uma espessura relativamente reduzida, cerca de 1,5mm e podem ser utilizadas em grupo como se demonstra na Figura 31. Segundo Neves, Samuel Patrício Maló, “isso faz com que os cabos com os vários monocordões tenham problemas nas zonas dos desviadores, devido às forças de desvio, ou seja, os cordões ao pressionarem as bainhas individuais contra a cofragem perdida, pode levar à rotura das bainhas individuais, pelo que se recomenda:

- Proteger a zona dos desviadores com bainha coletiva injetada com calda de cimento;
- Separar cada cordão dos demais para produzir desvios individuais. Esta separação física de cada cordão pode ser elaborada com um sistema de tubos separados por argamassa ou resina epóxi.”

As principais vantagens que este sistema demonstra relacionam-se com:²⁴

- Facilidade na montagem, conduzindo a diminuições de custos de mão-de-obra;
- Ausência de injeção de ceras ou graxas;
- Possibilidade de tensionamento recorrendo a um macaco mono-cordão ligeiro e de pequenas dimensões;
- Possibilidade de retensionamento individual dos cordões;
- Substituição individual de cordões.

5.5.2. Aço nú injetado com graxa ou cera

Este sistema é constituído por cordões nus sem aplicação de qualquer tipo de proteção (galvanização ou revestimento epóxi), em que os mesmos são introduzidos dentro de uma bainha em PEAD e seguidamente injetadas com ceras petrolíferas ou graxas.

Os procedimentos necessários para injetar uma graxa com um elevado grau de viscosidade à temperatura ambiente são:²⁴

²⁴ Neves, Samuel Patrício Maló, *Pré-Esforço Exterior no Reforço de Estruturas*, 2012.

- Para uma injeção a baixas temperaturas (40 °C) exige-se uma pressão de injeção elevada, compreendida entre 1,5 e 2,0 MPa, tubos de purga bastante próximos e bainhas de elevada resistência;
- Para uma injeção a alta temperatura (80 °C a 100 °C) exigem-se bainhas metálicas ou no caso de serem de PEAD resistirem a uma pressão mínima de 0,6 Mpa. Têm também que possuir uma perfeita estanquidade nas suas juntas para evitar a excreção da graxa.

Já no caso de injeção de ceras petrolíferas exige-se a máxima atenção às condições de aplicação e à composição da própria cera, pelo que se recomenda que a injeção seja realizada por equipas devidamente especializadas. Equipas essas que devem possuir todos os equipamentos necessários ao processo assim como conhecer todos os procedimentos necessários para uma correta injeção do sistema.

Um problema a ter em conta, quer na injeção com recurso a graxas, quer na injeção com recurso a ceras petrolíferas, é que ambas têm um coeficiente de dilatação cerca de 10 vezes superiores ao do aço e do betão, ou seja, ao ser preenchida totalmente a bainha à temperatura ambiente se se registar um aumento significativo de temperatura provocar-se-á um acréscimo de tensão sobre a bainha que por sua vez pode levar a fugas. Torna-se, então, importante que as bainhas e uniões ao longo de todo o cabo sejam capazes de suportar esse acréscimo de tensão.

Nas zonas dos desviadores, como a alteração de curvatura provoca pressões radiais e como tanto as graxas como as ceras são flexíveis, durante o tensionamento do cabo ou até durante a vida útil da estrutura podem ocorrer roturas da bainha nessas zonas. Recomenda-se por isso:²⁴

- Realizar emendas de bainhas na zona do cabo livre e nunca na zona dos desviadores;
- Substituir a bainha de PEAD usada no cabo livre, por uma bainha metálica na zona dos desviadores;
- Caso a bainha de PEAD percorra todo o cabo, incluindo a zona dos desviadores, nessa zona elas devem ser reforçadas interiormente com bainhas metálicas.

²⁴ Neves, Samuel Patrício Maló, *Pré-Esforço Exterior no Reforço de Estruturas*, 2012.

Segundo Neves, Samuel Patrício Maló, “a injeção com um produto flexível é o indicado para o sistema de pré-esforço exterior retensionável e substituível, visto que:

- Este tipo de injeção permite o ajuste de forças nos cabos de pré-esforço (retensionamento/destensionamento) devido à liberdade de movimentos dos cordões conferida pela não aderência do material flexível. Neste caso as ancoragens devem estar dotadas de dispositivos especiais para esse tipo de ações;
- Permite a substituição dos cordões sempre que as ancoragens assim o permitirem.”

5.5.3. Aço autoembainhado injetado com calda cimentícia

Este sistema é constituído por um conjunto de cordões autoembainhados colocados numa bainha coletiva e injetada com calda de cimento, como se pode perceber na Figura 5.9. Antes do tensionamento dos cordões é necessário que se garanta a separação dos monocordões dentro da bainha coletiva que é obtida pela própria calda de cimento. No que diz respeito às ancoragens, estas têm de ser protegidas por uma tampa protetora posteriormente injetada com cera petrolífera ou graxa.

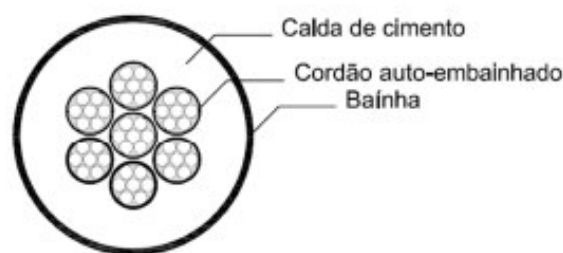


Figura 5.9 – Cordões autoembainhados com bainha coletiva (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

Tem sido a técnica de pré-esforço exterior mais utilizada, pois, além de permitir o destensionamento e retensionamento individual dos cordões recorrendo a um macaco hidráulico, apresenta, também, níveis superiores de proteção contra a corrosão, contra choques mecânicos e contra o fogo em comparação com as outras técnicas.

5.5.4. Ancoragens

As ancoragens são os principais elementos que transmitem a carga à estrutura e pelas quais é executado o tensionamento dos cabos. Especificamente, no pré-esforço exterior, as ancoragens são um elemento crucial no sistema, pois as forças de pré-esforço são transmitidas para a estrutura somente por elas e pelos desviadores.

Existem três tipos de ancoragens, que são os seguintes:

- Ativas – aquelas onde são aplicadas as tensões aos cabos;
- Passivas – aquelas que são inseridas no betão e que não são diretamente aplicadas tensões;
- Continuidade – aquelas que concedem continuidade ao cabo, sendo que são simultaneamente ativas e passivas.

A forma das ancoragens varia com o número de cordões, sendo que as que comportam vários cordões são denominadas de multicordão (Figura 5.10) e as que comportam um único cordão são denominadas de monocordão (Figura 5.11). No caso específico do pré-esforço exterior, as ancoragens são muitas vezes concebidas em obra, visto que as que são comercializadas muitas vezes não respondem aos problemas particulares deste tipo de pré-esforço e das suas diferentes técnicas.



Figura 5.10 – Ancoragem multicordão (VSL International)

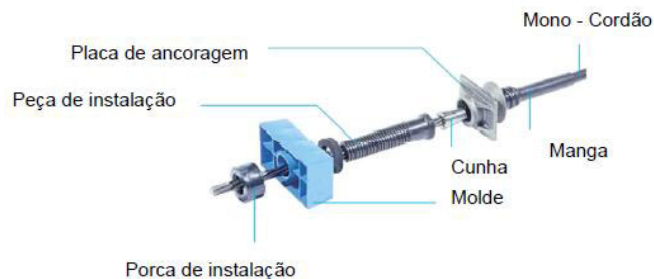


Figura 5.11 - Ancoragem monocordão (VSL International)

5.5.5. Bainhas

As bainhas têm como principais funções proteger os cordões da corrosão e permitir a instalação dos mesmos uniformizando e guiando o traçado do próprio pré-esforço. As mais usuais, são fabricadas em aço liso ou nervurado (Figura 5.12) ou em plástico (PEAD) liso ou nervurado (Figura 5.13). No caso específico do pré-esforço exterior as bainhas de PEAD são, efetivamente, as mais utilizadas.



Figura 5.12– Bainhas metálicas lisas (à esquerda), bainha metálica nervurada (à direita) (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)



Figura 5.13 – Bainhas de PEAD lisas (à esquerda), bainha de PEAD nervurada (à direita) (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

As bainhas metálicas apresentam vantagens relacionadas com a sua facilidade de fabrico e baixo custo, no entanto, não são aconselháveis no pré-esforço exterior, visto que, nesta técnica os cabos estão, normalmente, expostos às condições atmosféricas e é comum optar-se por materiais que resistam melhor a essas condições, nomeadamente, o PEAD.

Ao longo dos anos e com a evolução das técnicas de pré-esforço, as bainhas de PEAD têm vindo a sobrepor-se às metálicas, visto que, são mais resistentes à fadiga e mais eficientes na proteção da corrosão. Outra razão para a sua crescente utilização é o fato do seu custo ter vindo a diminuir por causa do aumento da procura.

Ao longo do traçado dos cabos de pré-esforço, nos pontos de maior cota, são, normalmente, colocados tubos de purga que permitem a expulsão do ar e do material de injeção em excesso. Estes são constituídos por elementos pré-fabricados no mesmo material que as bainhas e são-lhes acoplados “in situ”.

5.5.6. Dispositivos de união das bainhas

Os dispositivos de união das bainhas têm grande relevância na durabilidade de um sistema de pré-esforço exterior, pois são os responsáveis por unir e reforçar uma zona de descontinuidade do sistema, zonas essas que são inevitáveis, mas que são suscetíveis de criar problemas de resistência, de estanquidade e, conseqüentemente, de redução do nível de proteção à corrosão. Desenvolveram-se, então, processos e dispositivos de união com o fim de garantir a máxima continuidade aos cabos de pré-esforço exterior, tais como:²⁵

- Soldadura topo a topo – Consiste em unir as faces transversais das bainhas, previamente aquecidas e, posteriormente, ligá-las (Figura 5.14);

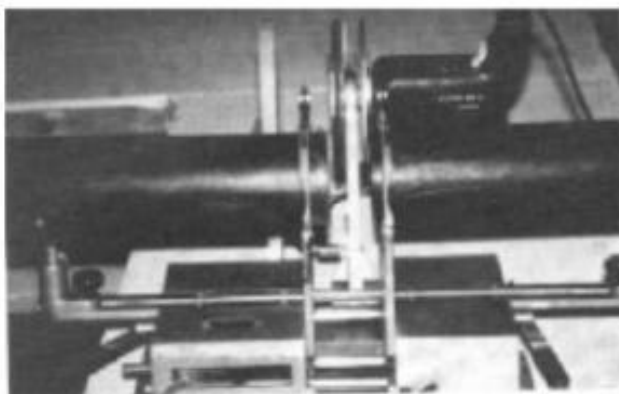


Figura 5.14 – Soldadura topo a topo de uma bainha de PEAD (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

- Manga em polietileno – Consiste em sobrepor uma pequena extensão de tubo de polietileno às bainhas a unir, tornando, assim, este dispositivo num dos mais simples dispositivos de união (Figura 5.15);

²⁵ VSL International Ltd., *External Post-Tensioning, Field Manual*, 2007.



Figura 5.15– Manga em polietileno (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

- Braçadeira mecânica – Consiste em unir as bainhas com recurso a uma abraçadeira metálica e realizar o seu aperto através dos parafusos inseridos nas mesmas (Figura 5.16);



Figura 5.16 – Braçadeira mecânica (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

- União eletrossoldável – Consiste em introduzir as bainhas a unir dentro da união que possui umas resistências elétricas e que, consequentemente, soldam as paredes das bainhas à própria união (Figura 5.17);



Figura 5.17 – União eletrossoldável (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

- União termoretrátil – Consiste em colocar uma manga que, tal como a manga de polietileno, se sobrepõe às bainhas e que, posteriormente, é sujeita a um tratamento de aquecimento, aderindo-a, assim, às bainhas (Figura 5.18).



Figura 5.18 – União termoretrátil (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

5.5.7. Desviadores

Os desviadores (Figura 5.19) são elementos acoplados à estrutura que são responsáveis por transmitir as forças do pré-esforço à estrutura. Estes são constituídos, normalmente, por tubos metálicos, plásticos ou um conjunto de ambos os materiais e podem ser construídos recorrendo a cofragens recuperáveis ou perdidas.²⁶

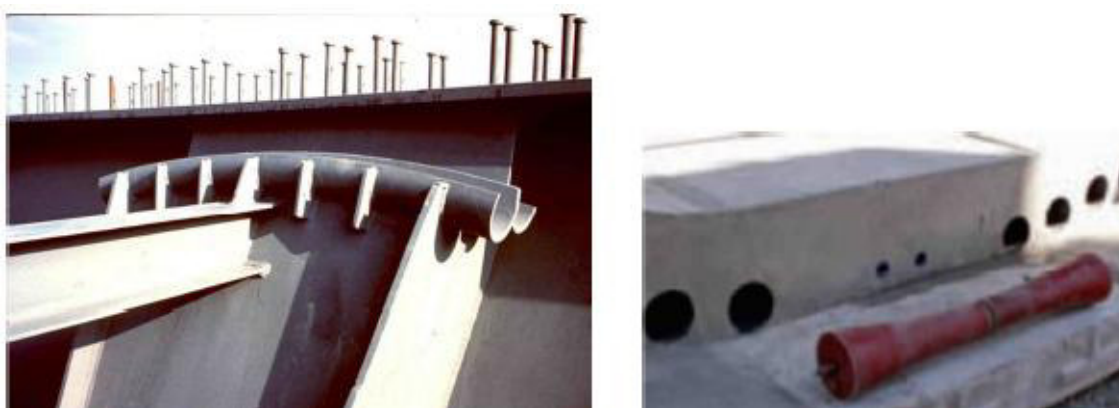


Figura 5.19 – Exemplos de desviadores (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

²⁶ VSL International Ltd., *VSL Post - Tensioning Solutions*, 2010.

Os desviadores devem respeitar raios mínimos de curvatura de acordo com o diâmetro nominal do cordão utilizado e o número de cordões que o cabo de pré-esforço contém, como se pode constatar no Quadro 5.2, de modo a assegurar a segurança em relação às tensões radiais introduzidas por eles à estrutura.

Quadro 5.2 – Raios mínimos de curvatura dos desviadores (adaptado de VSL International Ltd, 2010)

Diâmetro nominal do cordão		Raios mínimos de curvatura
0,5"	0,6"	
≤ 12 cordões	≤ 07 cordões	2,00 m
≤ 19 cordões	≤ 12 cordões	2,50 m
≤ 31 cordões	≤ 22 cordões	3,00 m
≤ 43 cordões	≤ 31 cordões	3,50 m
≤ 55 cordões	≤ 37 cordões	4,00 m
	≤ 43 cordões	4,50 m
	≤ 55 cordões	5,00 m

Segundo VSL International Ltd., “estes valores de raios mínimos de curvatura são obtidos pela expressão:

$$R_{min}(m) = (1,3 \text{ a } 1,5) \times \sqrt{F_{pk}[MN]} \geq 2$$

Em que:

$F_{pk}[MN]$ - Valor característico da força de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço.”

5.5.8. Processo construtivo

O processo construtivo de todos os sistemas de pré-esforço exterior em cordões apresenta as seguintes fases:²⁴

- Pré-montagem das bainhas;
- Introdução dos cordões, um a um, executando desde logo uma pré-tensão de baixo nível;

²⁴ Neves, Samuel Patrício Maló, *Pré-Esforço Exterior no Reforço de Estruturas*, 2012.

- Fecho das bainhas;
- Injeção de graxa, cera ou calda cimentícia;
- Tensionamento final dos cabos.

As duas últimas fases mencionadas anteriormente, são as que apresentam mais especificidades e cuidados a ter na sua realização.

No que diz respeito à injeção de material (graxa, cera ou calda cimentícia), a mesma é realizada através de tubos de injeção colocados nos pontos de cota inferior dos cabos de pré-esforço garantindo o seu total preenchimento. No caso do cabo de pré-esforço ter mais de 50m de extensão, aconselha-se a instalação de tubos de purga intermédios. Como no pré-esforço exterior a bainha se encontra visível e, maioritariamente, acessível à inspeção, a injeção deve ser realizada a baixa pressão para que se, eventualmente, existir alguma fuga de material se possa parar o procedimento, corrigir o problema e retomar a injeção sem que haja grande perda de material injetado. Na Figura 5.20, apresenta-se um exemplo esquemático de um processo de injeção de um cabo de pré-esforço exterior.

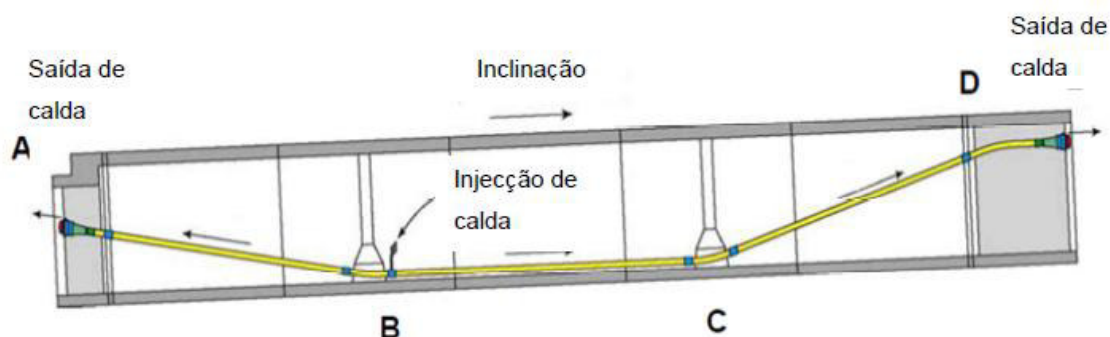


Figura 5.20 – Injeção de calda de cimento num cabo de pré-esforço exterior (John Corven e Alan Moreton, 2004)

O tensionamento dos cabos de pré-esforço consiste em puxar os cordões a uma determinada força estabelecida em projeto. Essa força é aplicada através de um macaco hidráulico auxiliado por uma bomba de óleo. Os macacos são escolhidos de acordo com o número e diâmetro dos cordões que constituem o cabo (Figuras 5.21 e 5.22).²⁶

²⁶ VSL International Ltd., *VSL Post - Tensioning Solutions*, 2010.



Figura 5.21 – Macaco monocordão (VSL International Ltd, 2010)



Figura 5.22 – Macaco multicordão (VSL International Ltd, 2010)

Apresenta-se, de seguida, na Figura 5.23, uma sequência de imagens que representam o procedimento de tensionamento de cabos de pré-esforço.

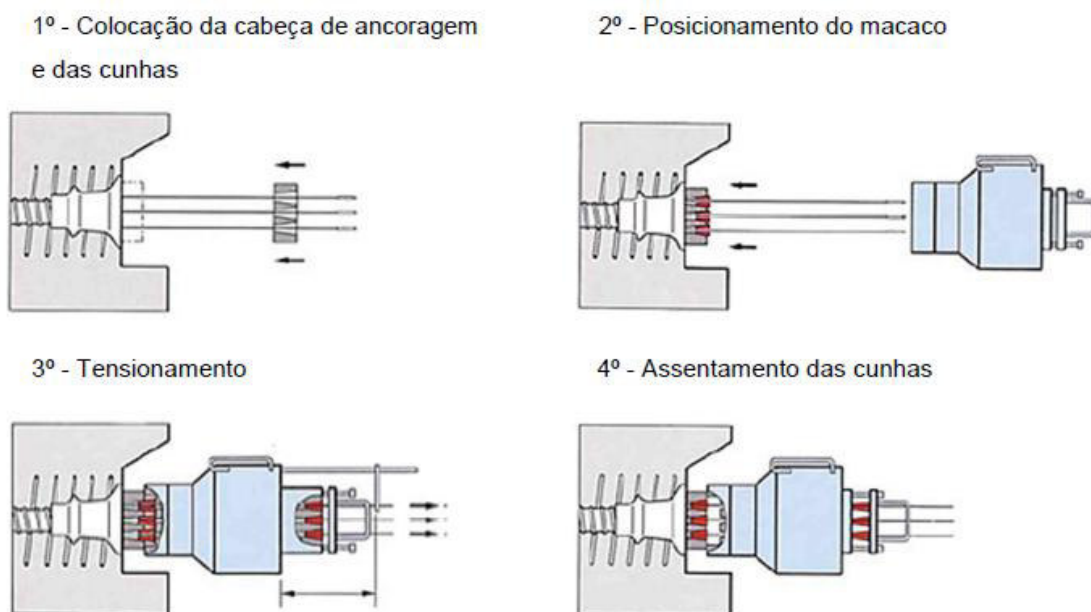


Figura 5.23 – Procedimento de tensionamento de cabos de pré-esforço (VSL International Ltd, 2010)

5.6. Pré-esforço exterior em barras

Neste caso, as armaduras de pré-esforço são constituídas por barras de aço nervuradas (Figura 5.24) ou lisas (Figura 5.25) de alta resistência. Estas são, normalmente, revestidas por uma bainha de aço ou de polietileno preenchidas com um material flexível ou rígido dependendo do sistema adotado na fase de projeto.



Figura 5.24 – Barra de aço nervurada (DYWIDAG-Systems 2009)



Figura 5.25 – Barra de aço lisa (DYWIDAG-Systems, 2009)

A designação das barras é definida conforme indicado pela “pr EN 10138-4” e como se exemplifica de seguida na Figura 5.26:

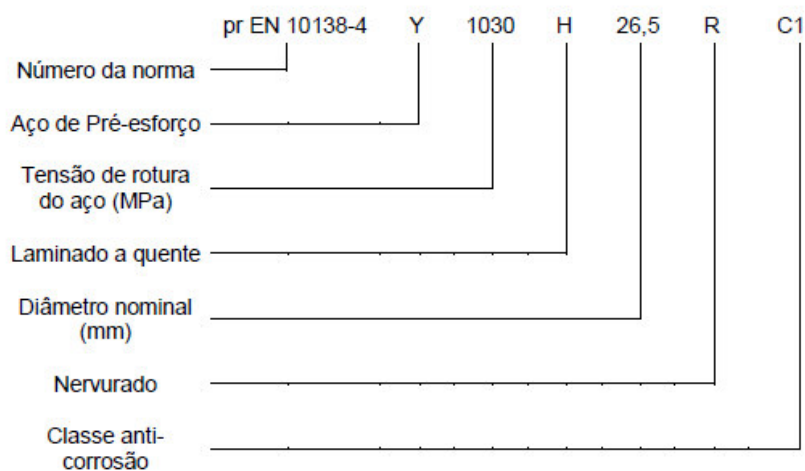


Figura 5.26 - Designação de uma barra (pr EN 10138-4, 2000)

Todas as barras utilizadas em sistemas de pré-esforço, como não poderia deixar de ser, devem obedecer a todas as normas nacionais e europeias em vigor. Sendo assim, a designação e as características das barras, tais como, diâmetro e resistência à rotura

podem ser consultadas na “ETA-05/0122, 2010”, como se apresenta de seguida, no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Designação de barras de pré-esforço (ETA-05/0122, 2010)

Diâmetro nominal da barra	mm	17,5	26,5	32	36	40	47
Barra nervurada - WR							
Designação	-	18 WR	26,5 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR
f _{pk}	N/mm ²	1050					
Barra lisa - WS							
Designação	-	-	-	32 WS	36 WS	-	-
f _{pk}	N/mm ²	1050					

Em que:

f_{pk} - Valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço.

5.6.1. Com injeção de material flexível

Este sistema consiste numa barra de aço de alta resistência introduzida numa bainha metálica ou de polietileno e embebida por um material flexível, normalmente, cera ou graxa. Com aplicação deste sistema é possível destensionar ou retensionar o aço de pré-esforço, assim como, substituí-lo se, eventualmente, houver necessidade.

5.6.2. Com técnicas e produtos ligeiros

Este sistema de pré-esforço exterior consiste em revestir a barra com um destes produtos ou técnicas, relativamente, simples:

- Pintura;
- Fita adesiva;
- Plástico vulcanizado;
- Metalização a quente ou a frio;

- Galvanização;
- Zincagem.

Caso se opte por aplicar uma camada de galvanização é necessário ter alguns cuidados redobrados, principalmente, no seu manuseamento e colocação em obra para que não se danifique essa camada anticorrosiva. Algumas destas técnicas e produtos podem ser aplicadas em conjunto, incrementando assim, o nível de proteção do sistema contra a corrosão.

5.6.3. Ancoragens

Como em qualquer sistema de pré-esforço, existem ancoragens ativas e passivas. No caso de pré-esforço em barras existem ancoragens aderentes ou não, como se mostra de seguida, nas Figuras 5.27, 5.28 e 5.29.

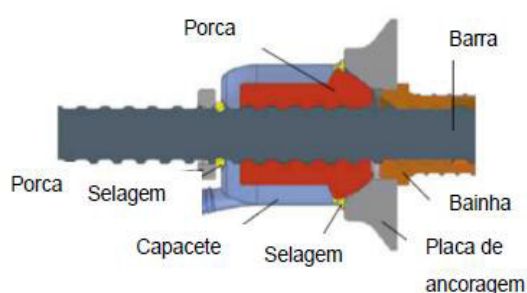


Figura 5.27 – Ancoragem ativa aderente (DYWIDAG-Systems, 2009)

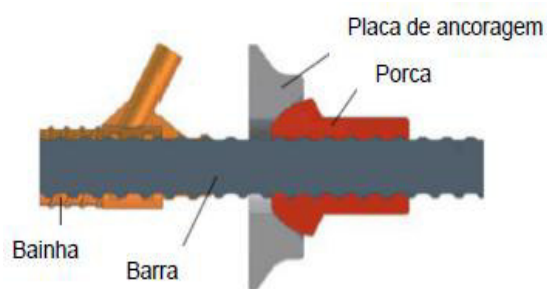


Figura 5.28 - Ancoragem passiva aderente (DYWIDAG-Systems, 2009)

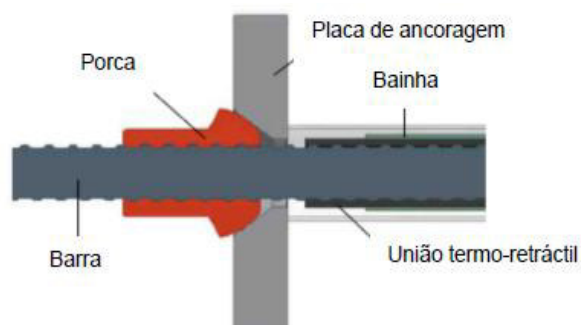


Figura 5.29 - Ancoragem ativa e passiva não aderente (DYWIDAG-Systems, 2009)

Estas ancoragens têm componentes muito específicos e que têm de obedecer a determinadas regras, entre eles:

- Placas – São fabricadas em aço e existem 3 tipos de modelos diferentes, nomeadamente, placa quadrada (Figura 5.30), placa QR (Figura 5.31) e placa retangular (Figura 5.32);



Figura 5.30 – Placa quadrada (DYWIDAG-Systems, 2009)



Figura 5.31 - Placa QR (DYWIDAG-Systems, 2009)

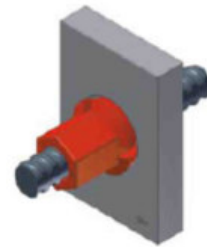


Figura 5.32 - Placa rectangular (DYWIDAG-Systems, 2009)

- Porcas – As admitidas pela “ETA-05/0122, 2010” são a porca normal (Figura 5.33) e a porca com reentradas (Figura 5.34).



Figura 5.33 – Porca normal (ETA-05/0122, 2010)



Figura 5.34 - Porca com reentradas (ETA-05/0122, 2010)

5.6.4. Acopladores

As barras apresentam de fábrica comprimentos limitados, sendo necessário o uso de acopladores para se conseguirem comprimentos superiores. Estes permitem ligar duas barras pelas suas extremidades. Seguidamente, na Figura 5.35, apresenta-se um exemplo de um acoplador permitido pela “ETA-05/0122, 2010”.



Figura 5.35 – Acoplador (ETA-05/0122, 2010)

5.6.5. Operações específicas de execução

Uma das operações específicas na execução desta técnica de pré-esforço exterior, assim como na executada em cordões, é a injeção de material no vazio entre a bainha e a barra de pré-esforço. O procedimento desta operação no pré-esforço exterior em barras assemelha-se bastante ao do pré-esforço exterior em cordões, pelo que pode ser consultado no ponto 5.5.8. deste mesmo capítulo.

Outra operação muito importante nesta ou em qualquer outra técnica ou sistema de pré-esforço é o tensionamento. Nesta técnica, o tensionamento é executado com recurso a macacos hidráulicos próprios para o tensionamento de barras e requer uma fiscalização mais cuidada e apertada por parte de equipas altamente especializadas no assunto.

5.7. Pré-esforço exterior em fibras

A técnica de pré-esforço exterior em fibras é muito recente e neste momento não existem muitas obras em que se tenha utilizado esta tecnologia, pois o funcionamento dos materiais aplicados e a interação entre eles e as estruturas ainda está a ser alvo de intensos estudos por parte da comunidade científica da engenharia civil. Esse estudo é, também, indispensável para que se possam conceber normas e regulamentos de segurança que, hoje em dia, ainda não existem.

O pré-esforço exterior em fibras pode realizar-se recorrendo a fios, cordões ou laminados fabricados em fibras de aramida, de vidro ou de carbono que são as fibras mais estudadas e desenvolvidas (Figura 5.36).



Figura 5.36 – Laminado, fio e cordões em fibras (Nordin, Hakan, 2005)

De seguida, no Quadro 5.4, descrevem-se algumas características técnicas de fios em fibra de diferentes fabricantes.

Quadro 5.4 – Características técnicas de fios em fibras de alguns fabricantes (Benmokrane, Zhang e Chennouf, 2000)

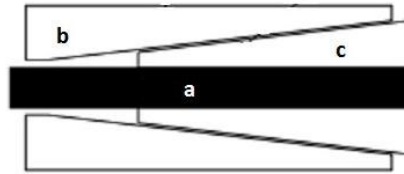
Fio	Diâmetro nominal (mm)	Secção transversal (mm ²)	Resistência média à tracção (Mpa)	Módulo de elasticidade (Gpa)	Extensão última (%)	Densidade (g/m ³)	Coefficiente de Poisson
Arapre-8	7,5	44,2	1508	62,5	2,4	1,25	0,38
Technora	8	50,2	2140	54	3,7	1,3	0,35
Leadline	7,9	46,1	2550	150	1,3	1,67	-
CFCC	7,5	30,4	2120	137,3	1,57	2,1	-

5.7.1. Ancoragens

A ancoragem para este sistema de pré-esforço exterior ainda não se encontra devidamente estudada e solucionada, visto que a propriedade anisotrópica das fibras provoca-lhe problemas ao nível da resistência às forças perpendiculares, que por sua vez podem conduzir ao esmagamento do cordão.²⁷

O Laboratório Federal Suíço para Ciência dos Materiais e Tecnologia tem vindo a estudar e desenvolver um sistema de ancoragem com fixação cónica que tem como objetivo aumentar a resistência às forças perpendiculares. Esta consiste numa manga de metal cónica em que o cordão pode ser rebocado ou preso com duas cunhas conforme se apresenta-se de uma forma simples e esquemática de seguida na Figura 5.37.²⁷

²⁷ Nordin, Hakan, *Strengthening structures with externally prestressed tendons*, Technical Report, Lulea University of Technology, 2005.



a – Cordão em fibra **b** – Manga da ancoragem **c** – Cunha da ancoragem

Figura 5.37 – Esquema de uma ancoragem em cunha (Nordin, Hakan, 2005)

5.7.2. Tensionamento

O tensionamento é executado de forma semelhante aos sistemas descritos anteriormente para pré-esforço exterior em cordões. Para o efeito, recorre-se a um mini macaco hidráulico com suporte a bomba de óleo.

Capítulo 6

Análise de Casos Práticos de Utilização de Pré-Esforço Exterior na Reabilitação de Obras de Arte

6.1. Considerações iniciais

Neste capítulo apresentar-se-ão algumas Obras de Arte do território nacional que foram alvo de processos de reabilitação e/ou reforço com utilização de pré-esforço exterior. Essas Obras de Arte serão contextualizadas com os diversos temas abordados e desenvolvidos anteriormente nesta dissertação, mas também, serão descritas as características da própria estrutura e enunciadas as razões que levaram à implementação do pré-esforço exterior.

6.2. Ponte de Fagilde

A ponte de Fagilde (Figura 6.1) localiza-se sobre o rio Dão, na autoestrada A25, assegurando a ligação entre as localidades de Mangualde e Viseu.



Figura 6.1 – Ponte de Fagilde

Esta ponte foi projetada em 1981 com entrada em serviço no ano de 1983, sendo que foi a primeira a ser construída por avanços sucessivos em consola no nosso país. A estrutura é constituída por um pórtico de secção em caixão de altura variável desenvolvida ao longo de 149,20m entre eixos de apoio extremos e um vão central de 60,00m (Figura 6.2). Durante a sua construção, foram deixadas aberturas para instalação de vários instrumentos nas almas, na laje inferior, nos apoios dos pilares e na zona de meio vão que ajudam a posteriores análises e monitorizações da obra.²⁸

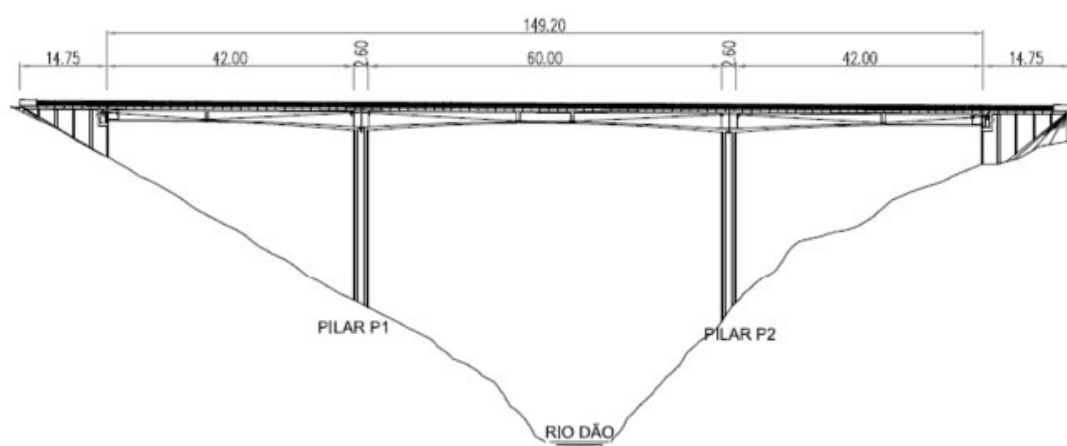


Figura 6.2 – Perfil longitudinal da Ponte de Fagilde

A ponte de Fagilde foi, então, alvo de monitorizações periódicas, sendo que em 2005 foram-lhe detetadas anomalias relacionadas com problemas de descompressão do tabuleiro. Consequência disso, procederam-se a operações de reforço e reparação da estrutura que consistiram na aplicação de pré-esforço exterior substituível e retensionável, injetado com calda de cimento. Recorreu-se a um sistema composto por 4 cabos de 102m de comprimento (1 cabo em cada alma nos tramos externos e 2 cabos em cada alma no tramo central) sendo que cada cabo contém 19 cordões autoembainhados de 0,6". De referir, ainda, que foram utilizadas uniões eletrosoldáveis para unir as bainhas colectivas.²⁸

Na Figura 6.3, que se apresenta de seguida, mostra-se o traçado dos cabos de pré-esforço exterior em perfil longitudinal.

²⁸ Loureiro, Bispo e Rito, Manuel, Susana e Rito, *Reabilitação da Ponte de Fagilde Sobre o Rio Dão*, Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006.

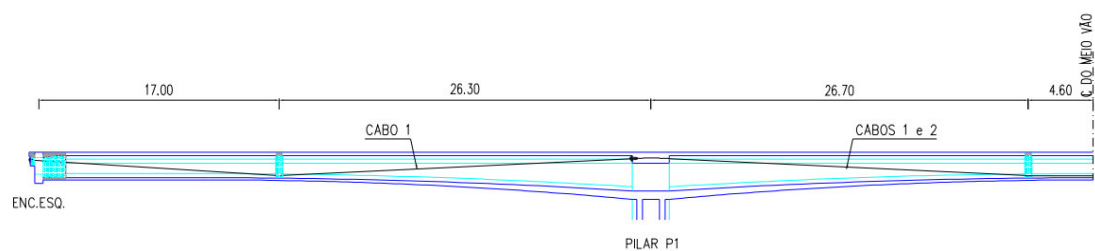


Figura 6.3 – Perfil longitudinal do traçado dos cabos de pré-esforço

Na zona dos encontros da ponte foram construídos maciços de ancoragem que funcionam como ancoragens passivas do pré-esforço exterior em que o processo construtivo se ilustra recorrendo à seguinte sequência de figuras (Figura 6.4 a 6.7).



Figura 6.4 – Aberturas na laje (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)



Figura 6.5 – Armaduras do maciço (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)



Figura 6.6 – Maciço betonado (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)



Figura 6.7 – Bainha coletiva (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

Na Figura 6.4 apresentam-se algumas das aberturas na laje, que foram utilizadas para a construção dos maciços de ancoragem solidários à estrutura. Nesta figura, também são visíveis os carotes que se realizaram nas almas da secção transversal para se instalarem pequenas barras de pré-esforço aderente que darão maior segurança aos maciços. Mostram-se, na Figura 6.5, as armaduras ordinárias do maciço, assim como as barras de

pré-esforço aderente e o arranque da bainha onde passará um dos cabos de pré-esforço exterior. Na Figura 6.6 pode observar-se o maciço de ancoragem já betonado e com as barras já tensionadas e protegidas com as tampas de proteção. Já na Figura 6.7 apresenta-se, em pormenor, o arranque da bainha coletiva onde passará um dos cabos de pré-esforço exterior.

Na zona dos pilares foram construídos maciços de ancoragem, nos quais foram inseridas as ancoragens ativas, permitindo, assim, diminuir o comprimento dos cabos e, consequentemente, minimizar o efeito das perdas instantâneas do pré-esforço. Esta zona foi, também, aproveitada para se introduzirem desviadores. De seguida, mostra-se uma sequência de figuras (Figura 6.8 a 6.11) que permite perceber o processo construtivo destes maciços e desviadores.



Figura 6.8 – Armadura do maciço (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)



Figura 6.9 – Maciço betonado (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)



Figura 6.10 - Tensionamento (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)



Figura 6.11 – Tampa de protecção (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

Na Figura 6.8 apresentam-se, não só, as armaduras ordinárias do maciço, mas também, o tubo metálico que serve de desviador e, consequentemente, de passagem da bainha de um dos cabos. Apresenta-se, ainda nesta figura, a colocação da ancoragem ativa de

outro dos cabos. Mostra-se, na Figura 6.9, o maciço já betonado e com os cordões constituintes de um dos cabos prontos para tensionamento. Nesta figura é, também, visível a bainha de outro dos cabos pronta para que possam passar os cordões que o constituem. Na Figura 6.10 ilustra-se o processo de tensionamento dos cordões, recorrendo a um macaco hidráulico monocodão. Na última figura desta sequência, Figura 6.11, pode observar-se o sistema finalizado, em que a ancoragem foi protegida por uma tampa de proteção.

Os desviadores localizam-se, não só, na zona dos pilares como referido anteriormente, mas também, a meio vão da ponte, sendo que nesta zona foi necessária a construção de um diafragma em betão armado pré-esforçado com barras aderentes. O processo de construção deste diafragma e dos próprios desviadores pode entender-se pela sequência de figuras (Figura 6.12 a 6.15) que se apresenta seguidamente.



Figura 6.12 – Cofragem do diafragma (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)



Figura 6.13 - Armadura do diafragma (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)



Figura 6.14 – Diafragma betonado (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)



Figura 6.15 – Passagem dos cabos nos desviadores (Neves, Samuel Patrício Maló, 2012)

Na Figura 6.12 apresenta-se a cofragem do diafragma, já com a posição dos desviadores definida pela colocação de tubos metálicos por onde passarão os cabos de pré-esforço. Já na Figura 6.13 observam-se as armaduras ordinárias do diafragma, assim como, as barras de pré-esforço aderente que lhe darão maior segurança. Mostra-se, na Figura 6.14, o diafragma já betonado, as barras de pré-esforço aderente já tensionadas e os desviadores totalmente prontos para que se passem os cabos de pré-esforço exterior. Por fim, na Figura 6.15, percebe-se, ao pormenor, a passagem dos cabos pelos desviadores.

6.3. Viaduto da Fonte Nova

O viaduto da Fonte Nova (Figura 6.16) está inserido no IC19 e localiza-se sobre a Estrada de Benfica, em Lisboa.



Figura 6.16 – Viaduto da Fonte Nova

Este viaduto foi construído em 1974 pelo empreiteiro José Matias-Alves Ribeiro Lda. A estrutura desenvolve-se em curva com 588 m de raio e sentido E-W, ao longo de 207 m entre apoios extremos, distribuídos por sete vãos. O tabuleiro apresenta uma largura de 25 m, que incluem dois passeios (2x1,25 m), um separador central (1,5 m) e duas faixas de rodagem (10,5 m cada). Este é composto por 7 vigas longitudinais, entre pilares, com comprimentos variáveis entre os 24,25 m e os 25 m, distanciadas entre si 3,58 m e por carlingas transversais a terços do vão e nos apoios. As vigas longitudinais são pré-

fabricadas e pós-esforçadas betonadas em obra para que o sistema se solidarize, já as carlingas são pré-esforçadas na sua zona central. Assim, as vigas longitudinais que compõem o tabuleiro, apoiam em pórticos transversais com 6m de largura e nos encontros extremos. Pórticos estes que são constituídos por pilares em “X” de betão armado e por uma viga em caixão de betão armado pré-esforçado como se pode observar na Figura 6.17.



Figura 6.17 – Pórtico com pilares em “X” e viga em caixão

Os apoios extremos do viaduto são constituídos, num dos casos por placas de neopreno com 0,25x0,40x0,002 m formando um apoio móvel e noutro por placas de chumbo com 0,25x0,40x0,006 m formando um apoio fixo. Este apoio fixo é conseguido através da aplicação de armadura longitudinal que liga a laje do tabuleiro à travessa do encontro.

Os encontros são do tipo perdido, fundados em estacas e o que se encontra a nascente possui um muro de testa.

O viaduto da Fonte Nova, em 1997, foi alvo de uma inspeção na qual foram detetadas anomalias estruturais e não estruturais e, ainda, anomalias de durabilidade. Ao nível das anomalias estruturais foram identificadas flechas permanentes significativas nas vigas (cerca de 80 mm), fissuras de flexão ($w_{\max}=0,38$ mm com afastamentos entre 0,20 m e 0,30 m), fissuras de esforço transversal, grandes vazios com bainha de pré-esforço exposta na viga norte do extremo poente e profundidades de carbonatação nas vigas, lajes e pilares entre 14 mm e 25 mm, sendo que em alguns casos o recobrimento das armaduras foi ultrapassado. Ao nível das anomalias de durabilidade foram detetadas

algumas vigas manchadas resultantes da corrosão das armaduras, especialmente, dos estribos, acumulação de detritos, plantas e lama nas zonas dos apoios, havendo alguns apoios de neopreno deteriorados, manchas superficiais de oxidação na laje do tabuleiro, nomeadamente, nas zonas das juntas de betonagem sob os passeios e sob o separador central, caixões transversais ao tabuleiro com betão delaminado e com corrosão nas armaduras, especialmente, nas zonas das juntas do tabuleiro, pilares com betão delaminado e corrosão nas armaduras, principalmente, na base e encontros não só com fendas e corrosão das armaduras, mas também, com manchas brancas que evidenciam a presença de sais superficiais. Ao nível das anomalias não estruturais identificaram-se guarda corpos deteriorados, infiltrações pela laje do tabuleiro por deterioração das juntas móveis, havendo em alguns dos casos delaminação do betão, sistemas de drenagem de água danificados ou entupidos, deterioração do sistema de iluminação inferior, deterioração de guarda-rodas e acumulação de detritos e vegetação entre estes e os passeios.²⁹

A fim de se repararem as anomalias descritas no parágrafo anterior, com o objetivo de aumentar o tempo de vida útil do viaduto, realizaram-se diversos trabalhos consoante o tipo das próprias anomalias. Esses trabalhos serão descritos nos seguintes parágrafos.

Quanto aos trabalhos de reforço estrutural, refira-se que estes foram realizados, principalmente, ao nível do tabuleiro. Antes de se iniciarem os trabalhos, foi realizada uma análise ao projeto, onde se concluiu que a estrutura foi corretamente dimensionada para as ações regulamentares em vigor à data da sua execução. No entanto, a obra apresentava fendilhação excessiva (quer de flexão quer de esforço transversal) e apresentava, ainda, deformações muito superiores às deformações teóricas esperadas. Segundo Válder Lúcio e António Ramos, “estas anomalias estruturais poderão resultar do processo construtivo e/ou de perdas de pré-esforço muito superiores ao previsto no projeto”. As soluções de reforço utilizadas para resolver estes problemas foram a inserção de pré-esforço com barras de aço de alta resistência e o encamisamento da alma das vigas nas zonas extremas, local onde o esforço transversal é superior. Estas soluções não só permitiram a redução da espessura das fendas, a diminuição da flecha instalada e o aumento da resistência à flexão e ao esforço transversal, mas também, permitiram não intervencionar a parte superior do tabuleiro e, conseqüentemente, a não

²⁹ Válder J. G. e Ramos, Lúcio e António M., *Reparação e Reforço do Viaduto da Fonte Nova*, Encontro Nacional-Betão Estrutural 2000, Novembro de 2000.

necessidade de impedimento da circulação do tráfego (situação impensável devido à tamanha importância da rodovia em que se insere o viaduto em questão, IC19).

Em cada viga longitudinal, o pré-esforço exterior é constituído por dois pares de barras (Macalloy) retas de 32 mm de diâmetro. As barras são ancoradas em blocos de betão armado solidarizados junto às extremidades da viga e às carlingas. Estes blocos, também, são pré-esforçados, na transversal, contra a viga com duas barras de 25 mm de diâmetro.²⁹

Seguidamente, na Figura 6.18, apresenta-se o alçado longitudinal tipo de uma viga interior, onde é possível retirar diversas informações já mencionadas anteriormente, entre elas, o traçado das barras, o tipo e diâmetro das barras utilizadas, o posicionamento das várias ancoragens, tanto ativas como passivas e, ainda, a zona de reforço das vigas por encamisamento.

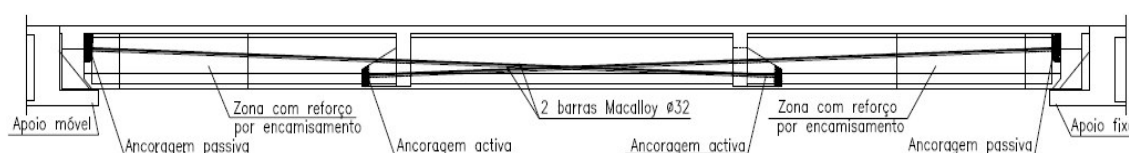


Figura 6.18 - Alçado longitudinal tipo de uma viga interior (Válter J. G. e Ramos, Lúcio e António M., 2000)

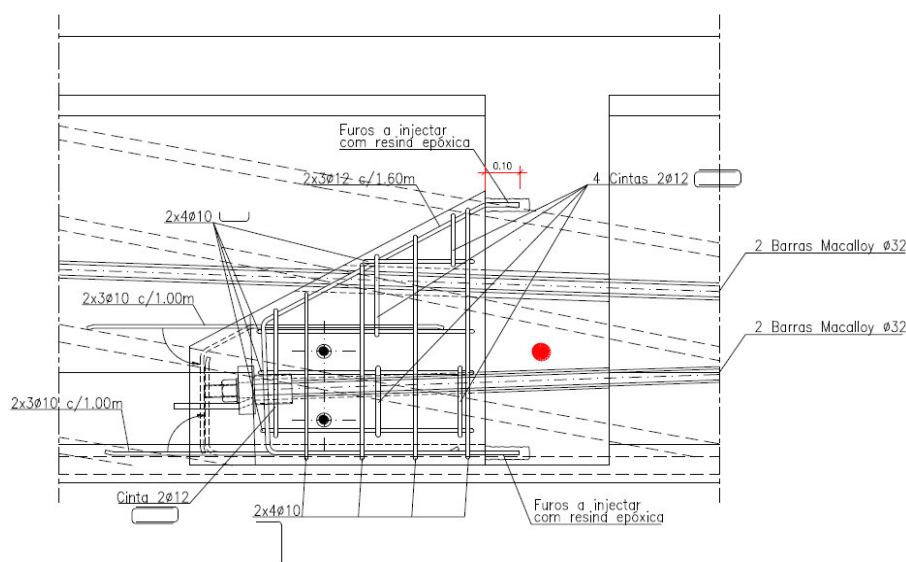


Figura 6.19 – Desenho em pormenor de uma ancoragem activa de uma das vigas interiores (Válter J. G. e Ramos, Lúcio e António M., 2000)

²⁹ Válter J. G. e Ramos, Lúcio e António M., *Reparação e Reforço do Viaduto da Fonte Nova*, Encontro Nacional-Betão Estrutural 2000, Novembro de 2000.

Anteriormente, na Figura 6.19, pode observar-se um desenho em pormenor e em corte de uma ancoragem ativa de uma das vigas interiores. Na mesma é, também, possível perceber as armaduras ordinárias do bloco de betão armado e a posição das suas barras transversais de pré-esforço. A Figura 6.20, que se encontra de seguida, apresenta uma fotografia real deste tipo de ancoragem, no entanto, esta pertence a uma das vigas extremas, mas em tudo semelhante às das vigas interiores. Pode constatar-se nesta figura todos os pormenores descritos para a anterior.



Figura 6.20 – Pormenor de uma ancoragem ativa das vigas extremas (Válter J. G. e Ramos, Lúcio e António M., 2000)

Na Figura 6.21, que se encontra de seguida, pode observar-se o aspeto final de uma das vigas reforçadas.



Figura 6.21 – Exemplo de uma viga reforçada

Foram, também, efetuados outros tipos de trabalhos de reparação do betão estrutural, nomeadamente:²⁹

- Saneamento e reparação do betão com aplicação de argamassa retráctil, onde este apresentava delaminação ou degradação. Em casos onde se verificava corrosão das armaduras, estas foram limpas e/ou substituídas (no caso de redução significativa da secção) e posteriormente aplicou-se, também, argamassa retráctil;
- Injeção de resina epóxi nas fendas que não foram fechadas após a aplicação do pré-esforço exterior;
- Pintura de todo o betão estrutural exposto com tinta acrílica impermeável com o intuito de travar o processo de evolução do processo de carbonatação do betão e, consequentemente, impedir a corrosão das armaduras.

Quanto a trabalhos de reabilitação não estruturais realizados, destacam-se os seguintes:²⁹

- Substituição do pavimento betuminoso, que apresentava um elevado nível de degradação, por forma a eliminar as infiltrações de águas pluviais. Aproveitou-se essa substituição para se uniformizar a superfície, eliminando ondulações do pavimento provenientes da deformação do tabuleiro;
- Substituição de juntas móveis do tabuleiro e das placas de neopreno dos aparelhos de apoio móveis;
- Substituição da caleira para drenagem das águas pluviais;
- Colocação de um pavimento hidráulico no talude junto ao encontro poente para sua proteção;
- Colocação de barras horizontais de pré-aviso nas vigas de bordadura dos dois vãos a nascente, em que o gabarit é mais reduzido, para alertar contra o embate de veículos pesados com a estrutura.

²⁹ Válder J. G. e Ramos, Lúcio e António M., *Reparação e Reforço do Viaduto da Fonte Nova*, Encontro Nacional-Betão Estrutural 2000, Novembro de 2000.

6.4. Ponte sobre o Rio Leça

A ponte sobre o Rio Leça (Figura 6.22) está inserida na A3, que liga o Porto a Valença entre os 5+612 km e 5+742 km.



Figura 6.22 – Ponte sobre o Rio Leça (Gomes Catoja António, Cheila, 2014)

Esta ponte desenvolve-se ao longo de 130 m divididos por quatro tramos (29 m nos dois extremos e 36 m nos dois interiores), sendo constituída por dois tabuleiros independentes em betão armado pré-esforçado afastados 3cm. Os tabuleiros são compostos por duas vigas longitudinais ligadas superiormente por uma laje de betão armado, com secção transversal variável de 18,80 m de largura cada um.

Nos encontros, nos pilares, nos terços dos vãos intermédios e a 12 m a partir do eixo do pilar nos vãos extremos existem carlingas de betão armado (Figura 6.23) que têm como principal função conferir rigidez ao conjunto vigas-lajes.

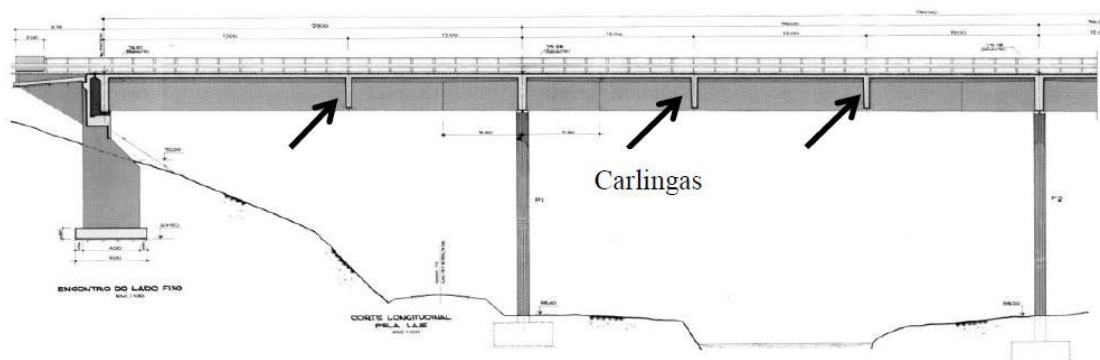


Figura 6.23 – Meio alçado da Ponte sobre o Rio Leça (Rito, Armando, 2003)

Os tabuleiros apoiam nos pilares através de aparelhos de apoio metálicos que permitem movimentos longitudinais, já na zona dos encontros, estes apoiam através de quatro aparelhos de apoio metálicos na viga de estribo e que permitem a livre rotação da estrutura.

Os encontros são do tipo perdido que contêm vigas de estribo onde apoiam os dois tabuleiros. As suas fundações, assim como as dos pilares, são do tipo diretas constituídas por sapatas de betão armado a profundidades entre os 3 e os 4 m.

O projeto inicial desta ponte realizado em 1986 previa, como já referido anteriormente, uma largura de 18,80 m por cada tabuleiro em que considerava duas vias de trânsito e uma zona reservada a um futuro alargamento para três vias. Contudo, com o passar dos anos e com o aumento de tráfego verificado na A3 foi proposto executar um alargamento para quatro vias de trânsito. Então, no ano de 2003 foi elaborado um novo projeto que visava esse alargamento e que avaliava a segurança da ponte às novas sobrecargas rodoviárias resultantes desse aumento de vias de trânsito. Nesse projeto foram, também, tidas em conta sucessivas recargas de regularização do pavimento betuminoso efetuados ao longo dos anos que conduziram a um acréscimo de espessura de 6cm para cerca de 18cm e consequentemente a um aumento da carga permanente. Depois da realização deste projeto e análise à estrutura constatou-se que a ponte não satisfazia os requisitos de segurança regulamentares, nomeadamente, a segurança ao estado limite de descompressão a meios vãos na direção longitudinal e a segurança ao estado limite último de flexão na secção de encastramento das consolas na direção transversal.³⁰

Pelas razões descritas anteriormente adotou-se por uma solução de reforço estrutural que se baseia na aplicação de pré-esforço exterior longitudinal, centrado nos tramos extremos e excêntricos nos tramos intermédios.

O sistema de pré-esforço exterior adotado é composto por 2 cabos com 12 cordões cada ao longo de toda a estrutura. Os cordões são de aço autoembainhado com bainha individual em PEAD e, posteriormente, colocados em bainhas coletivas. O traçado dos cabos é trapezoidal, os desviadores foram instalados nas carlingas dos tramos centrais e nas carlingas dos tramos centrais por cima dos pilares foram instalados tubos de

³⁰ António, Cheila Gomes Catoja, *Análise do Alargamento e Reforço do Viaduto sobre o Rio Leça Integrado na Auto-Estrada A3 Porto/Valença*, Junho de 2014.

passagem. Na figura seguinte, Figura 6.24, apresenta-se um corte longitudinal do tabuleiro onde é possível observar grande parte das características do sistema de pré-esforço exterior referidas anteriormente.

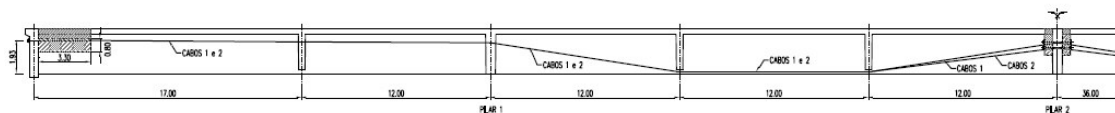


Figura 6.24 – Traçado do cabo de pré-esforço exterior de metade do tabuleiro (adaptado de Rito, Armando, 2003)

Na Figura 6.25, que se apresenta de seguida, pode constatar-se não só o traçado dos cabos de pré-esforço exterior, mas também, a posição dos desviadores.



Figura 6.25 – Traçado dos cabos de pré-esforço exterior (Gomes Catoja António, Cheila, 2014)

Nesta solução de pré-esforço exterior estava, ainda, prevista a injeção das bainhas exteriores com calda cimentícia e a utilização de ancoragens em aço vazado, que possibilitam a substituição e/ou retensionamento individual dos cordões.

Na zona dos encontros e do pilar central, onde se localizam as ancoragens, foram construídos maciços em betão pré-esforçado (Figura 6.26) com o objetivo de reforçar tanto as ancoragens, como as próprias carlingas.



a)



b)

Figura 6.26 – a) Maciço nos encontros; b) Maciço no pilar central (Gomes Catoja António, Cheila, 2014)

Capítulo 7

Conclusões

Um processo de reabilitação de estruturas de betão armado e, particularmente, de Obras de Arte é uma atividade que engloba três grandes domínios, nomeadamente, inspeção e avaliação do seu estado, identificação de eventuais anomalias e suas possíveis causas e, ainda, opção pelas técnicas a utilizar.

A inspeção e avaliação do estado de uma Obra de Arte permite determinar algumas propriedades mecânicas, físicas e químicas do betão, que por sua vez permitem perceber a interação do betão com as condições de serviço das estruturas e com a exposição ambiental. É, também, fundamental que da avaliação se obtenha informação suficientemente precisa dos mecanismos de deterioração das estruturas de betão armado e das suas causas. Depois de se conhecerem e estudarem todos estes dados é possível detetar eventuais anomalias que poderão requerer a reabilitação e/ou reforço da Obra de Arte.

Nesta dissertação apresentaram-se os diferentes tipos de anomalias mais comuns que se identificam nas Obras de Arte e correlacionaram-se com as suas principais causas que advêm, principalmente, de fatores provenientes da fase de projeto, da fase de execução ou, ainda, da fase de exploração.

Consoante os tipos de anomalias e do local onde elas se encontram, assim se adequam os materiais e as técnicas que as visam reparar, como foi explicado ao longo desta dissertação. Todavia, é importante referir que uma das técnicas que tem vindo a afirmar-se, cada vez mais, no domínio da reabilitação e/ou reforço de Obras de Arte é a aplicação de pré-esforço exterior.

Os principais motivos que têm levado os diversos projetistas a optar pelos sistemas e soluções pós-tensão com aplicação de pré-esforço exterior como técnica de reabilitação e/ou reforço das Obras de Arte são as suas grandes vantagens, entre elas:

- Reduzido aumento do peso próprio do elemento a reforçar;
- Possibilidade de retensionar ou até substituir os cabos de pré-esforço;

- Redução da deformação e da fendilhação instaladas no elemento a reforçar;
- Aumento substancial da resistência à flexão e ao esforço transversal do elemento a reforçar;
- Permite modificar o esquema estático da estrutura, gerando forças de desvio que substituem elementos que, eventualmente, se pretendam suprimir;
- Possibilidade de monitorização ao longo da vida útil da obra.

Contudo, esta técnica, também, apresenta alguns inconvenientes, entre eles:

- Possibilidade de aparecimento de corrosão nos cabos de pré-esforço exterior em aço;
- Necessidade de existência de espaço na zona da ancoragem ativa para ser aplicado o tensionamento dos cabos de pré-esforço;
- Necessidade, por vezes, de um acréscimo de armadura ordinária na zona dos desviadores, pois é nesses locais que as cargas são transmitidas às estruturas;
- Apresenta elevados custos e é de difícil implementação, pois requer meios muito específicos e mão-de-obra muito especializada.

Apesar destes inconvenientes, muitas vezes as vantagens que o pré-esforço exterior apresenta e que são muito relevantes sobrepõem-se aos inconvenientes, revelando-se uma técnica com excelentes resultados práticos. Tanto assim é, que foram apresentados, nesta dissertação, alguns casos práticos de aplicação desta técnica na reabilitação e/ou reforço de Obras de Arte, nos quais é possível constatar que o pré-esforço exterior seria, porventura, a única técnica a conseguir alcançar os resultados práticos que foram obtidos.

Nas últimas décadas tem-se verificado o desenvolvimento de materiais poliméricos reforçados com fibras (F.R.P.) e têm surgido, recentemente, novos sistemas de pré-esforço baseados em cabos fabricados nesses materiais como uma alternativa aos sistemas comuns em cabos de aço. No entanto, o funcionamento destes materiais e a interação entre eles e as estruturas, entre outros assuntos, ainda, carece de estudos por parte da comunidade científica da Engenharia Civil. Numa linha de desenvolvimentos futuros, considera-se, então, da maior importância a realização de intensos estudos a este novo sistema.

Bibliografia

Focaoaru, I., *Romanian Achievements in Nondestructive Strength of Concrete, In Situ/Nondestructive Testing of Concrete*, Special Publication SP-82, American Concrete Institute, Detroit, 1984;

ACI 228.2R-98, *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1998;

Teodoru, G.V., *The use of simultaneous nondestructive tests to predict the compressive strength of concrete*, Nondestructive Testing, Special Publication SP-112, American Concrete Institute, Detroit, 1988;

Silva, A., *Reacções expansivas no betão, seminário materiais em ambiente marítimo*, Funchal 22 e 23 Outubro 2007, LNEC;

Tridon, M., *Techniques de construction*, École Nationale des Ponts et Chaussées, Cycle Inspection des Ouvrages D'Art, 2009;

Radomski, W., *Bridge Rehabilitation*, Ed. Imperial College Press, 2002;

Laner, F., *Manifestações patológicas nos viadutos, pontes e passarelas do município de Porto Alegre*, Tese de mestrado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001;

EN 1504. *Produtos e Sistemas para a Protecção e Reparação de Estruturas de Betão. Definições, Requisitos, controle de qualidade e avaliação da conformidade*, Instituto Português da Qualidade, Portugal, 2006;

Fonseca, S., *Utilização de materiais compósitos na reabilitação de estruturas de betão*, Seminário Materiais em Ambientes Marítimos, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Funchal, Outubro de 2007;

http://leb.pt/xms/files/ISEL_2005.pdf;

Suntharavadivel, Thuraichamy Gugesan, *Behaviour of Shear Damaged Reinforced Concrete Beams Strengthened With External Post Tensioning and clamping*, Doctor thesis, University of southern queensland, University of Southern Queensland, 2008;

Khaleghi, Bijan, *External Post-Tensioning for Strengthening of Load Deficient*, s.d.;

<http://alreco.es/pt/cordoes-de-aco-esforçado;>

prEN 10138-3, Setembro de 2000;

ETA-06/0006, 2011;

Corven, John, e Alan, Moreton, *Post-Tensioning Tendon Installation and Grouting Manual*, Technical Report, U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration, 2004;

DYWIDAG-Systems, *DYWIDAG Prestressing Systems using Bars*, DSI, 2009;

prEN 10138-4, Setembro de 2000;

ETA-05/0122, 2010;

Nordin, Hakan, *Strengthening structures with externally prestressed tendons*, Technical Report, Lulea University of Technology, 2005;

Benmokrane, B., B. Zhang, e A. Chennouf, *Tensile Properties and Pullout Behaviour of AFRP and CFRP Rods Grouted Anchor Applications*, Construction and Building Materials, 2000;

SIKA, *Prestressing Systems for Structural Strengthening with Sika CarboDur CFRP Plates*, Technical Report, s.d;

Rito, Armando – Armando Rito Engenharia, S.A – *Viaduto sobre o Rio Leça, A3 Auto Estrada Porto/Valença, Projecto de Execução*, Lisboa, 2003.

Referencias Bibliográficas

- ¹Gonçalves, A. e Neves, R., *Inspecção do betão nas estruturas. Patologia e Reabilitação da Construção*, I Seminário de Materiais de Construção. Universidade do Minho, 2001;
- ²Padrão, José A. L. M., *Técnicas de Inspecção e Diagnóstico em Estruturas*, Setembro de 2004;
- ³BS 1881: Part. 201, *Testing concrete, Guide to the use of non-destructive methods of tests for hardened concrete*, Londres, 1986;
- ⁴Monografia CIMNE Nº 65, *Evaluación y rehabilitación estructural de edificios*, Possibilidades de las técnicas numéricas y experimentales, Barcelona, 2002;
- ⁵Malhotra, V. M., *Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods*, American Concrete Institute, Monograph Nº 9, ACI, Iowa State University Press, 1976;
- ⁶Gonçalves, A., *Novos ensaios Não Destrutivos para a determinação da resistência do Betão nas Estruturas*, Memória nº 671, LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1986;
- ⁷Envagelista, A., *Avaliação da resistência do Concreto usando diferentes Ensaaios Não Destrutivos*, Rio de Janeiro, 2002;
- ⁸ACI 228.2R-98, *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1998;
- ⁹www.oz-diagnostico.pt;
- ¹⁰RILEM NDT 4, *Recommendations for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods*, 1993;
- ¹¹Figueiras, Joaquim A., *2^{as} Jornadas de Estruturas de Betão*, editado por Joaquim A. Figueiras e Ana Maria S. T. Bastos, 1998, Porto;
- ¹²Mendonça, Luís Viegas, *Durabilidade de Estruturas de Betão Armado Degradação do Betão e Corrosão de Armaduras Importância da Inspecção Periódica*, “Arte e Cimento”, nº 37, Out. 2005;
- ¹³Beleza, Luís de Fátima Teixeira, *A Reparação de Betões*, Setembro de 1996;

- ¹⁴Noel, P. Mailvaganam, *Repair and protection of concrete structures*, 1991;
- ¹⁵Biczock, I., *Concrete corrosion, concrete protection*, Hungarian Academy of Sciences, Budapest, 1964;
- ¹⁶Al Sulaimani, Kallemullah, Basunbal and Rasheed, *Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members*, ACI Structural Journal, Março-Abril de 1990;
- ¹⁷Costa, Vanessa Miranda, *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo*, Novembro de 2009;
- ¹⁸Chastre, C., *Reparação e reforço de estruturas de betão armado com sistemas compósitos de FRP*, Maio de 2005;
- ¹⁹Sousa, A. F. V. S., *Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado*, Setembro de 2008;
- ²⁰Juvandes, L. F. P., *Reforço e Reabilitação de Estruturas – Módulo 2*. Formação profissional, Ordem dos Engenheiros – Secção Regional da Madeira, 5-6 de Abril de 2002;
- ²¹Gomes, A., Appleton, J. *Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, n.º41;
- ²²Santos, T., *Estratégias para reparação e reforço de estruturas em betão*, 2008;
- ²³Rodrigues, N., *Reabilitação de pontes Históricas de alvenaria*, 2008;
- ²⁴Neves, Samuel Patrício Maló, *Pré-Esforço Exterior no Reforço de Estruturas*, 2012;
- ²⁵VSL International Ltd., *External Post-Tensioning, Field Manual*, 2007;
- ²⁶VSL International Ltd., *VSL Post - Tensioning Solutions*, 2010;
- ²⁷Nordin, Hakan, *Strengthening structures with externally prestressed tendons*, Technical Report, Lulea University of Technology, 2005;
- ²⁸Loureiro, Bispo e Rito, Manuel, Susana e Rito, *Reabilitação da Ponte de Fagilde Sobre o Rio Dão*, Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006;

²⁹Válter J. G. e Ramos, Lúcio e António M., *Reparação e Reforço do Viaduto da Fonte Nova*, Encontro Nacional-Betão Estrutural 2000, Novembro de 2000;

³⁰António, Cheila Gomes Catoja, *Análise do Alargamento e Reforço do Viaduto sobre o Rio Leça Integrado na Auto-Estrada A3 Porto/Valença*, Junho de 2014.

Anexos

Anexo 1 – Catálogo de Pré-esforço FREYSSINET

FREYSSINET PRESTRESSING

THE SYSTEM OF THE INVENTOR OF PRESTRESSED CONCRETE



D E S I G N , B U I L D , M A I N T A I N



FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY

CONTENTS

ETA and CE Marking p 3

C range high strength prestressing p 4 to 17

- Anchors p 7
- Application categories p 8
- Layouts p 10
- Hoop reinforcement p 11
- Couplers (CI, CU, CC, CM) p 14 to 16
- Embedded anchors p 17

F range anchors for thin elements p 19 to 25

- Internal prestressing p 20
- Couplers p 22
- Layouts p 23
- Hoop reinforcements p 24
- Embedded anchors p 25

Components common to C and F ranges p 26 to 29

- Prestressing strands p 26
- Prestressing ducts p 27 to 28
- Injection products p 29

Installation p 30 to 35

- Positioning and tensioning (ducts, trumplates, strands, anchors) p 30
- Jacks for C range anchor p 31
- Jacks for F range anchor p 33
- Injection and sealing p 34
- Vents and drain openings p 35

HIGH DURABILITY PRESTRESSING

A pioneer in prestressing, Freyssinet has continually innovated over the years, and now offers the ultimate prestressing system combining high performance with durability.

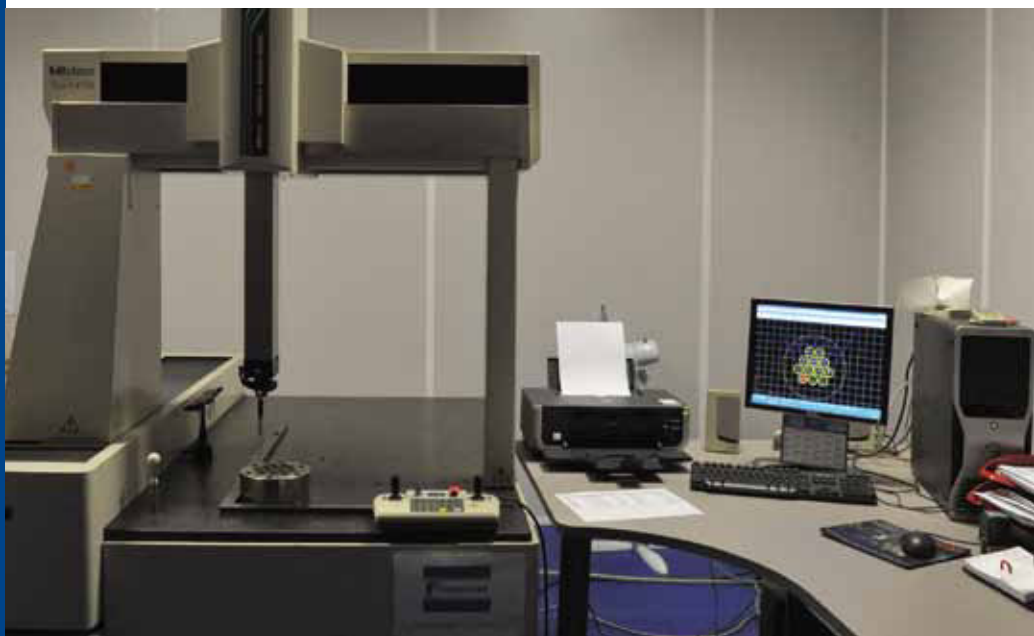
Freyssinet's technical services design anchors, jacks and installation equipment, and also operate a test centre (including a 2,000 tonne tensile testing rig) and a laboratory for the formulation of prestressing grouts.

In order to guarantee high quality service to all of its clients around the world, Freyssinet manufactures its anchors at its industrial subsidiary FPC (Freyssinet Product Company) and operates a central bank of site equipment.



Freyssinet also trains its teams in installing prestressing at all of its subsidiaries. The **PT Academy** is Freyssinet's prestressing training school. Each year graduates of the school obtain qualifications certifying their skills as Works Directors, Prestressing Installation Specialists and Operators.

Freyssinet prestressing anchors, ranges C and F, have been proven in structures the world over to comply with the most stringent requirements: bridge decks and piers, nuclear reactor containment vessels, liquefied natural gas storage tanks, offshore platforms, wind towers, etc. Freyssinet has developed an optimised solution for every application.



EUROPEAN TECHNICAL APPROVAL (ETA) AND CE MARKING



ETAG 013 - "European Technical Approval" and the associated "CE Declaration of Conformity"



Freyssinet has European Technical Approval (ETA) No. 06/0226 for its prestressing process comprising anchor ranges:

- C for 3 to 55 strand tendons,
- F for 1 to 4 strand tendons.

It has also obtained CE Declaration of Conformity no. 1683-CPD-0004. The European Technical Approval was issued in particular after performance of the tests defined in ETAG 013 (European Technical Approval Guidelines for post-tensioning kits for prestressing of structures). ETA and CE marking are subject to continuous monitoring by an official body.

The prestressing kit includes all of the elements that make up a complete tendon.

Specific components

- Passive and active anchor blocks
- Fixed and mobile couplers
- Jaws
- Trumplates
- Protective covers
- Plastic sheaths

Standard components

- Metal sheaths and ducts
- Prestressing strands
- Corrosion-resistant protective materials

For practical reasons, hoop reinforcement is normally provided by the General Contractor.

Designers must check that the provisions adopted for a particular project based on elements in this brochure comply with any local regulations in force.



Sioule Viaduct, France

C RANGE HIGH STRENGTH PRESTRESSING

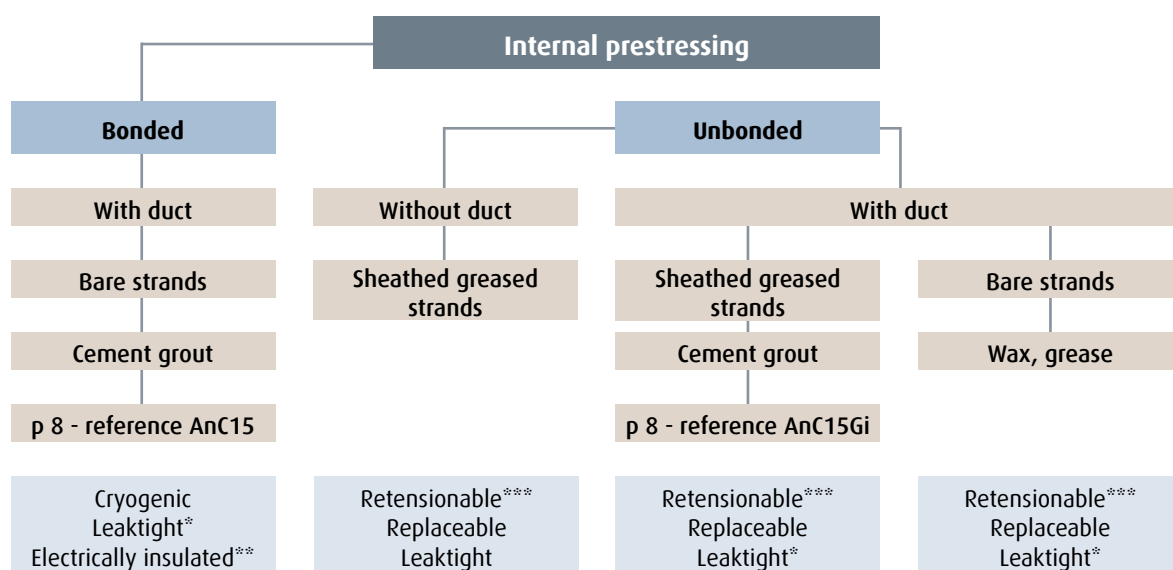
Application categories

The C range prestressing system is designed and certified for a wide variety of applications:

- use of 13^{mm} and 15^{mm} strands of all grades (1,770 or 1,860 MPa) including galvanised strands or greased sheathed strands
- prestressing units holding up to 55 strands

The system can be used in **internal or external** prestressing for concrete, steel, timber or brick structures:

- bonded or unbonded,
- with or without ducts,
- retensioning possible,
- replaceable,
- replaceable, adjustable,
- detensioning possible,
- with electrical insulation,
- for cryogenic applications.



*if there is continuous leaktight sheathing **given special provisions - page 9

***if strand overlengths are retained

Bonded internal prestressing configurations

The most common use of C range anchors in bonded internal prestressing is based on the use of lubricated, uncoated strands in a corrugated metal sheath, galvanised or ungalvanised, bendable by hand and injected with cement grout after tensioning of the strands. In curved sections and to reduce the coefficient of friction between the strands and the sheath, Freyssinet offers factory lubrication of the corrugated metal sheath using a unique Freyssinet process known as LFC.

To increase the durability of the prestressing or for applications in very aggressive environments in terms of corrosion of prestressing steel, it can be advantageous to replace the corrugated metal sheath with a leaktight plastic sheath (as well as its interconnections). Freyssinet has developed the Plyduct® prestressing duct, a HDPE sheath with a corrugated profile to ensure bonding of the tendon to the



structure. Sheath thickness is chosen depending on the lateral pressure exerted in the curved sections and the movement of the strands during tensioning.

For structures on maritime sites, Freyssinet also offers a leaktight steel duct made up of very thick, plain steel tubes with robust joints created by lapping and resin sealed by means of a heat-shrink sleeve.

For structures made of precast elements with match-cast joints, Freyssinet has developed the Liaseal® sheath coupler. This plastic coupler is watertight to prevent seepage of water between segment joints.

For each configuration there is an appropriate anchor head protection method: this can be done by sealing (concreting the anchor head into a recess), via a permanent cover made of cast iron (galvanised or painted), or plastic, injected with the same protection product as used in the main run of the tendon.

To protect tendons from stray currents or for electrical checks on watertightness of plastic sheaths, Freyssinet offers an electrically insulated prestressing system based on the use of an insulating plate under the anchor head with a plastic sheath and cover to create a permanent, watertight casing completely enclosing the strands.

Unbonded internal prestressing configurations

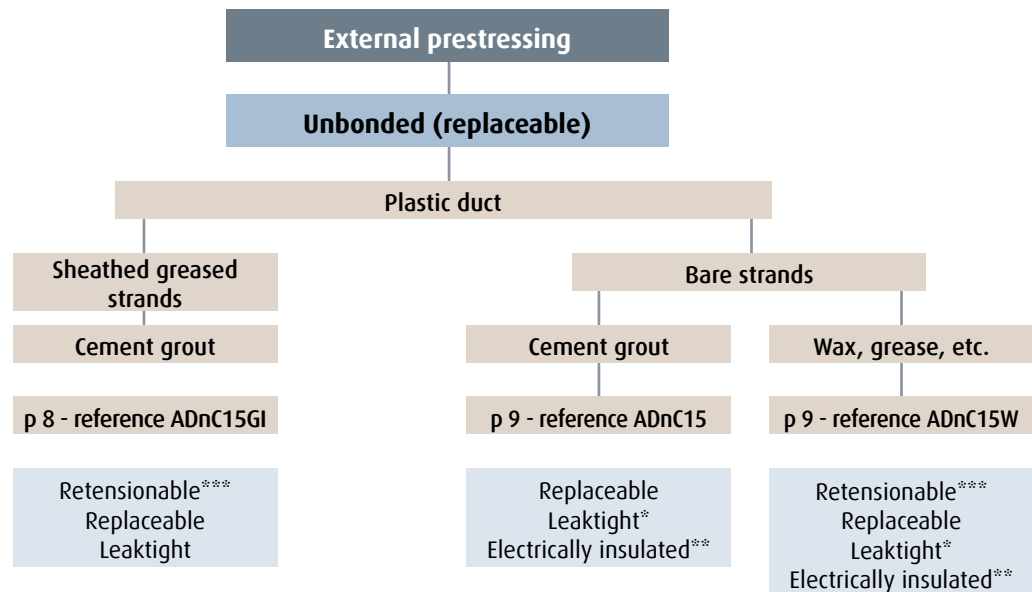
Unbonded prestressing tendons are mainly used in applications where the tension of the tendon needs to be measured, or where it may need to be retensioned, detensioned or replaced.

To achieve unbonded prestressing it is possible simply to use a flexible, corrosion-resistant protective product instead of the cement grout, normally grease or wax specially designed for this purpose. Special attention is then paid to the leaktightness of the ducts.

To increase the durability of the prestressing by using a number of corrosion protection barriers or to allow, for example, for individual strands to be replaced, Freyssinet recommends the use of grease-protected strands, covered with an individual HDPE sheath. These bars can be placed inside a duct injected with cement grout before tensioning the tendon or incorporated directly into the reinforcement before concreting.



Pierre Pflimlin Bridge, Strasbourg - France



****if there is a continuous leaktight duct*

***given special provisions - page 9*

****if strand overlenghts are retained*



External prestressing configurations

External prestressing is well suited to structures made from thin concrete and also allows for easy inspection of the main run of the tendons.

The most common use of C range anchors in external prestressing is based on the use of strands placed inside sections of thick HDPE tube, assembled by mirror welding, which are injected with cement grout after tendon tensioning.















So that a tendon can be removed without damaging the structure, the ducts are of the double casing type at deviators and anchor diaphragms. The HDPE tube runs inside a rigid metal lining tube that separates the tendon from the structure and distributes the transverse loads caused by local deviation.

To produce tendons in which the strands are independent of each other, Freyssinet recommends using grease-protected strands with individual HDPE sheaths placed in a duct injected with cement grout before tendon tensioning. This configuration has the advantage of increasing the durability of the prestressing by incorporating a number of corrosion protection barriers and, for example, allowing for individual strands to be replaced.

Another solution consists in injecting the tendon with a flexible corrosion-resistant protective product, a grease or wax specially designed for this purpose. Special care must be taken when hot-injecting these products.

C RANGE ANCHOR

Anchor units

	3C15*
	4C15*
	7C15
	9C15
	12C15*
	13C15
	19C15
	22C15*
	25C15
	25CC15*
	27C15*
	31C15
	37C15
	55C15

* Configuration of strands in anchor without central strand

Composition

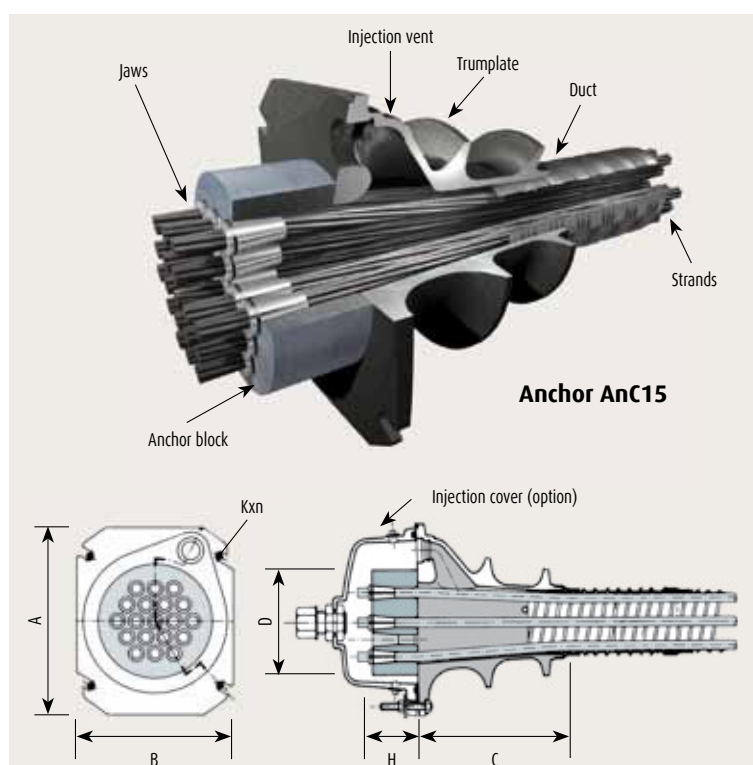
The anchors comprise:

- jaws guaranteeing high performance anchoring under static or dynamic stresses;
- circular steel anchor blocks drilled with tapered holes;
- multi-ribbed cast iron trumplates for improved distribution of the prestressing force in the concrete;
- optional permanent cover.

Compact anchors

The small size of range C anchors allows for:

- reduced thickness of beams and webs of box girders;
- improved concentration of anchors at ends;
- minimal strand deviation.



Units	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

All units are CE marked

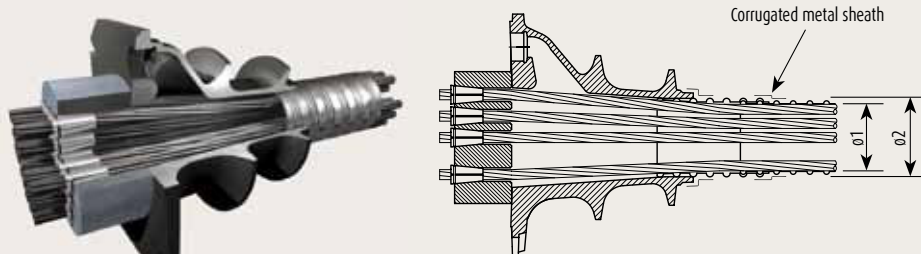
C RANGE ANCHOR (CONTINUED)

Application categories

- FOR BONDED INTERNAL
PRESTRESSING WITH BARE STRANDS
WITH CEMENT GROUTING

Units	Ø1* (mm)	Ø2** (mm)
3C15	40	45
4C15	45	50
7C15	60	65
9C15	65	70
12C15	80	85
13C15	80	85
19C15	95	100
22C15	105	110
25C15	110	115
25CC15	110	115
27C15	115	120
31C15	120	125
37C15	130	135
55C15	160	165

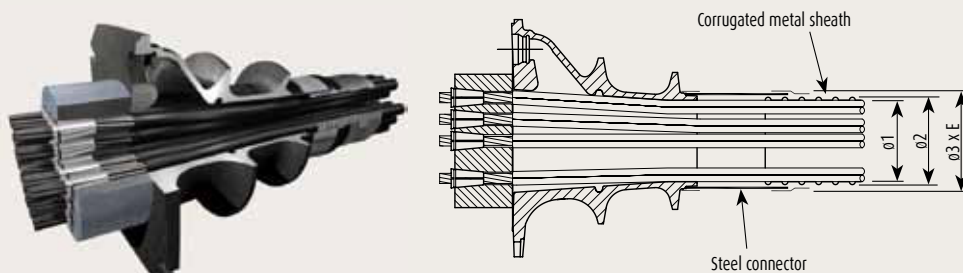
AnC15



- FOR UNBONDED INTERNAL
PRESTRESSING WITH GREASED
SHEATHED STRANDS WITH CEMENT
GROUTING

Units	Ø1* (mm)	Ø2** (mm)	Ø3 (mm)	E (mm)
3C15	40	45	70	2.9
4C15	65	70	82.5	3.2
7C15	65	70	82.5	3.2
9C15	80	85	101.6	5
12C15	95	100	114.3	3.6
13C15	95	100	114.3	3.6
19C15	115	120	133	4
22C15	120	125	139.7	4
25C15	130	135	152.4	4.5
25CC15	130	135	152.4	4.5
27C15	130	135	152.4	4.5
31C15	145	150	177.8	5
37C15	145	150	177.8	5

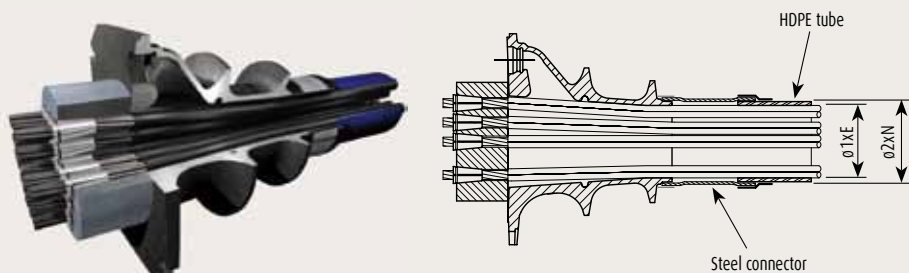
AnC15GI



- FOR UNBONDED EXTERNAL
PRESTRESSING WITH GREASED
SHEATHED STRANDS WITH CEMENT
GROUTING

Units	Ø1* (mm)	E (mm)	Ø2** (mm)	N (mm)
3C15	70	2.9	63	4.7
4C15	82.5	3.2	75	5.5
7C15	82.5	3.2	90	6.6
9C15	101.6	5	90	6.6
12C15	114.3	3.6	110	5.3
13C15	114.3	3.6	110	5.3
19C15	133	4	125	6
22C15	139.7	4	125	6
25C15	152.4	4.5	140	6.7
25CC15	152.4	4.5	140	6.7
27C15	152.4	4.5	140	6.7
31C15	177.8	5	160	7.7
37C15	177.8	5	160	7.7
55C15	219.1	6.3	200	9.6

ADnC15GI

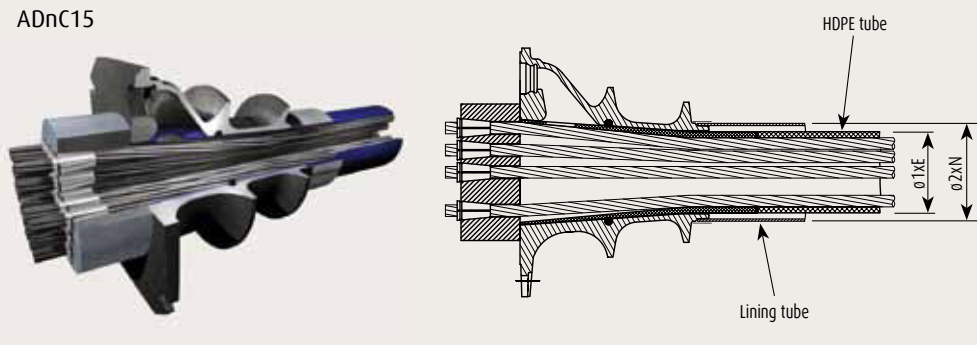


* Check sheath thickness complies with applicable regulations.

** Ø: inner diameter for corrugated sheath / outer diameter for PE or steel pipe. * and ** minimum recommended dimensions.

► FOR UNBONDED EXTERNAL
PRESTRESSING WITH BARE STRANDS
WITH CEMENT GROUTING

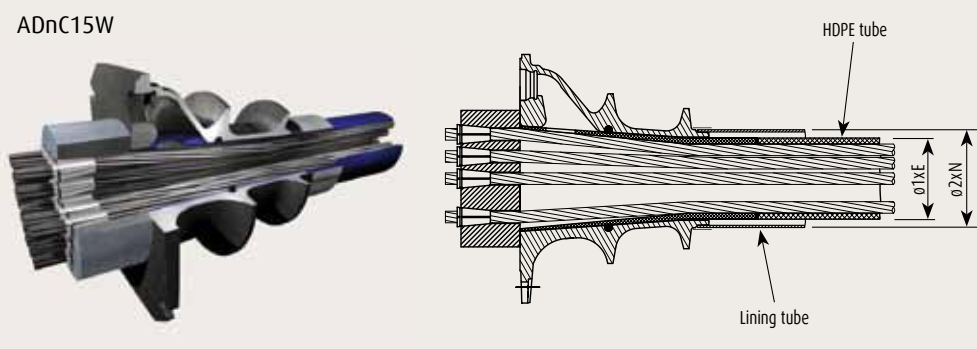
ADnC15



Units	Ø1* (mm)	E (mm)	Ø2** (mm)	N (mm)
3C15	50	3.7	70	2.9
4C15	63	4.7	82.5	3.2
7C15	63	4.7	82.5	3.2
9C15	75	5.5	101.6	5
12C15	90	6.6	114.3	3.6
13C15	90	6.6	114.3	3.6
19C15	110	5.3	133	4
22C15	110	5.3	139.7	4
25C15	125	6	152.4	4.5
25CC15	125	6	152.4	4.5
27C15	125	6	152.4	4.5
31C15	140	6.7	177.8	5
37C15	140	6.7	177.8	5

► FOR UNBONDED EXTERNAL
PRESTRESSING WITH BARE STRANDS
WITH INJECTION OF FLEXIBLE PRODUCT

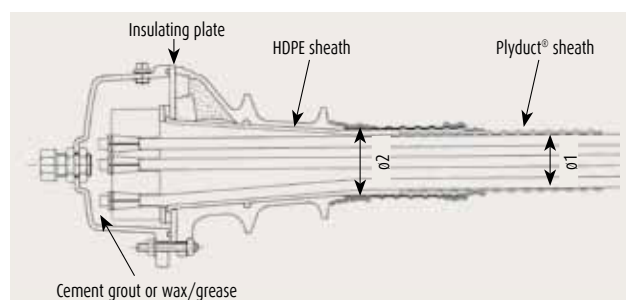
ADnC15W



Units	Ø1* (mm)	E (mm)	Ø2** (mm)	N (mm)
3C15	50	3.7	70	2.9
4C15	63	4.7	82.5	3.2
7C15	63	4.7	82.5	3.2
9C15	75	5.5	101.6	5
12C15	90	6.6	114.3	3.6
13C15	90	6.6	114.3	3.6
19C15	110	8.1	133	4
22C15	110	8.1	139.7	4
25C15	125	9.2	152.4	4.5
25CC15	125	9.2	152.4	4.5
27C15	125	9.2	152.4	4.5
31C15	140	10.3	177.8	5
37C15	140	10.3	177.8	5

► FOR PRESTRESSING WITH ELECTRICAL
INSULATION

Tendons with C range anchors can be enclosed in continuous non-conductive sheathing to obtain an electrically insulated prestressing system. Typical applications are railway structures where stray currents can compromise tendon durability.



Units	Ø1* (mm)	Ø2** (mm)
3C15	40	45
4C15	45	50
7C15	60	65
9C15	65	70
12C15	80	85
13C15	80	85
19C15	95	100
22C15	105	110
25C15	110	115
25CC15	110	115
27C15	115	120
31C15	120	125
37C15	130	135
55C15	160	165

* Check sheath thickness complies with applicable regulations.

** Ø: inner diameter for corrugated sheath / outer diameter for PE or steel pipe.. * and ** minimum recommended dimensions.

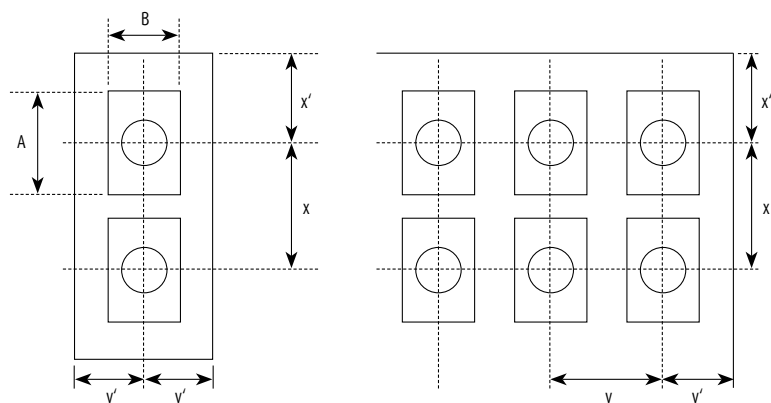
LAYOUTS OF C RANGE ANCHORS

The anchors must be positioned at an adequate distance from the wall and spaced at a minimum centre-to-centre distance. These distances are obtained using dimensions a and b of the test assemblies created under the European Technical Approval procedure.

In the following, it is taken that the anchors are positioned along two normal direction axes: x and y , with the short side of the trumplate aligned on the y axis.

Notation

- A, B : plane dimensions of the trumplate ($A \geq B$).
- a, b : side lengths of test specimen ($a \geq b$).
- x, y : minimum centre distance between two anchorages in the structure in x - and y directions.
- x', y' : minimum edge distance between anchorages and the closest external surface in x - and y -directions.
- $f_{cm,0}$: mean compressive strength measured on cylinder required before tensioning.



Dimensions x and y must meet the following conditions:

- $x \geq A + 30$ (mm)
- $y \geq B + 30$ (mm)
- $x \cdot y \geq a \cdot b$
- $x \geq 0.85 a$
- $y \geq 0.85 b$
- $x' \geq 0.5 x + \text{concrete cover} - 10$ (mm)
- $y' \geq 0.5 y + \text{concrete cover} - 10$ (mm)

Distances a and b

Units	$a = b$ (mm)		
	$f_{cm,0}$ (MPa)		
	24	44	60
3C15	220	200	180
4C15	250	220	200
7C15	330	260	240
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440
27C15	650	480	470
31C15	690	520	500
37C15	750	580	540
55C15	1070	750	690

Values a and b are given in the tables opposite, for three different classes of concrete strength $f_{cm,0}$.

If, for $f_{cm,0}$, the design provides for a value other than the values given in the table, straight-line interpolation can be used to determine the x and y values. However, tensioning cannot be carried out at full force if $f_{cm,0}$ is lower than the lowest of the values given in the tables opposite.

If the design provides for partial tensioning or a tensioning rate of less than $\min [0.8 F_{pk} ; 0.9 F_{p0.1\%}]$, interpolation can be used to determine the required value of $f_{cm,0}$ given that at 50% of full force, the required strength for the concrete can be brought to 2/3 of the values given in the two previous tables and that at 30% of this force, the required strength for the concrete can be brought down to half of the values shown.

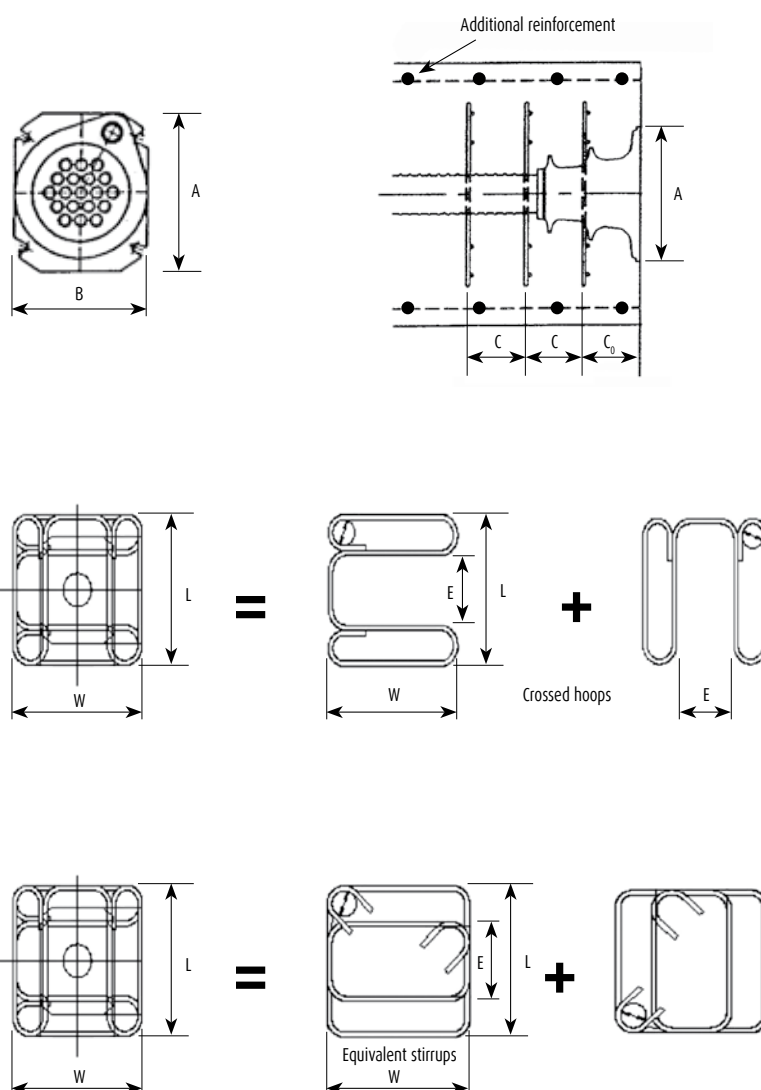
HOOP REINFORCEMENT FOR C RANGE ANCHORS

The concentrated forces applied by the prestressed units require the installation of hoop reinforcement in the vicinity of the anchors in the case of concrete structures. This local reinforcement includes anti-burst reinforcement and additional reinforcement. To take account of normal construction provisions in certain countries, anti-burst reinforcement has been defined as being provided either by crossed hoops or spiral reinforcement.

The hoops shown in the tables below are deduced from the reinforcement used in test prisms and for a concrete cylinder strength equivalent to 24 or 44 MPa. For concrete strength equal to 60 MPa, refer to the Freyssinet System European Technical Approval. For other strengths the values from the tables can be interpolated.

1/ Crossed hoops (or stirrups)

The following diagrams show the general layout of the anti-burst reinforcement if using crossed hoops. Two crossed hoops are positioned on each layer. For practical reasons each hoop may be replaced by two stirrups with equivalent load resisting section as shown in the diagram below.



HOOP REINFORCEMENT FOR C RANGE ANCHORS (CONTINUED)

For anchors in several rows, in general the W and L dimensions are equal to a single value Lo shown in the tables below. For anchors in one row, W is smaller and L increases but still respecting the minimum value E given in the tables below.

The specifications for anti-burst reinforcement vary depending on the average compressive strength of the concrete on tensioning: $f_{cm,0}$ (measured on cylinder). They are described in the tables below for two strength values.

Units	Crossed hoops or equivalent stirrups (Fy 235)							(Fy500) Additional reinforcements (stirrups)		
	Number of layers	Co (mm)	C (mm)	Diameter d (mm)	Mandrel diameter D (mm)	min Centre distance E (mm)	Overall dimension LO (mm)	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4
22C15	3	170	140	20	118	215	570	130	16	6
25C15	3	200	160	20	135	220	610	175	20	5
27C15	3	175	170	20	130	250	630	130	20	6
31C15	3	210	150	20	130	255	670	140	20	6
37C15	4	250	225	20	130	270	740	130	25	5
55C15	5	290	200	25	160	340	1050	200	20	6

$f_{cm,0} = 24 \text{ MPa}$

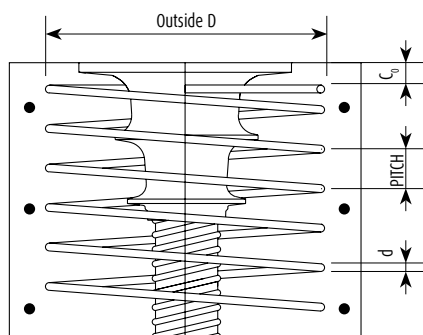
Units	Crossed hoops or equivalent stirrups (Fy 235)							(Fy500) Additional reinforcements (stirrups)			
	Number of layers	Co (mm)	C (mm)	Range	Diameter d (mm)	Mandrel diameter D (mm)	min Centre distance E (mm)	Total length LO (mm)	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number
3C15	3	100	75	FC	8	26	90	190	150	8	2
4C15	3	100	75	FC	8	31	90	200	250	8	3
7C15	3	120	90	FC	12	39	130	240	140	10	4
9C15	3	120	110	FC	12	39	140	290	150	14	3
12C15	3	120	120	C	14	84	160	300	240	14	3
13C15	3	140	125	C	14	84	170	330	120	14	4
19C15	3	160	125	C	16	96	200	380	200	16	3
22C15	3	170	140	C	20	120	215	410	160	14	4
25C15	3	200	160	C	20	120	220	440	165	16	3
27C15	3	175	170	C	20	120	250	460	165	16	3
31C15	3	210	190	C	20	120	255	500	210	20	3
37C15	4	250	225	C	20	120	270	600	210	20	4
55C15	4	290	255	C	25	150	340	730	200	20	4

FC: crossed hoops or equivalent stirrups
C: stirrups only

$f_{cm,0} = 44 \text{ MPa}$

2/ Helical reinforcements

The diagram opposite defines the general layout of anti-burst reinforcement if using a spiral. This layout is especially suitable for isolated anchors.



Hoopings and additional reinforcements

Units	Spiral reinforcement (Fy 235)					(Fy500) Additional reinforcements (stirrups)		
	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number	Co (mm)	Outside diameter D (mm)	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number
3C15	50	8	5	40	160	110	8	3
4C15	60	10	5	40	190	115	10	3
7C15	60	14	6	40	270	120	10	4
9C15	70	14	6	40	320	125	12	4
12C15	70	14	7	40	370	140	16	4
13C15	70	14	7	40	390	130	16	4
19C15	60	16	8	40	470	180	20	4
22C15	70	16	8	40	510	130	20	5
25C15	80	20	7	40	550	150	20	5
27C15	80	20	7	40	570	160	20	5
31C15	80	20	7	40	600	140	20	6
37C15	90	20	7	40	660	130	25	5
55C15	100	25	9	40	930	200	20	6

$f_{cm,0} = 24 \text{ MPa}$



Corgo Bridge, Portugal

Units	Spiral reinforcement (Fy 235)					(Fy500) Additional reinforcements (stirrups)		
	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number	Co (mm)	Outside diameter D (mm)	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number
3C15	50	8	5	40	150	150	8	2
4C15	60	10	5	40	160	250	8	3
7C15	60	12	6	40	200	140	10	4
9C15	70	14	6	40	250	150	12	3
12C15	50	14	7	40	260	240	14	3
13C15	70	14	7	40	290	120	14	4
19C15	60	16	8	40	320	200	16	3
22C15	70	16	8	40	350	160	14	4
25C15	80	20	7	40	380	165	16	3
27C15	80	20	7	40	400	165	16	3
31C15	80	20	8	40	420	210	16	3
37C15	90	20	9	40	520	210	20	4
55C15	100	25	10	40	650	250	20	3

$f_{cm,0} = 44 \text{ MPa}$

3/Additional reinforcement

The anti-burst reinforcement in the anchor zone must be supplemented by the additional reinforcement used in the transfer test prisms, in the form of frames in accordance with the above tables or using correctly anchored bars of the same section.

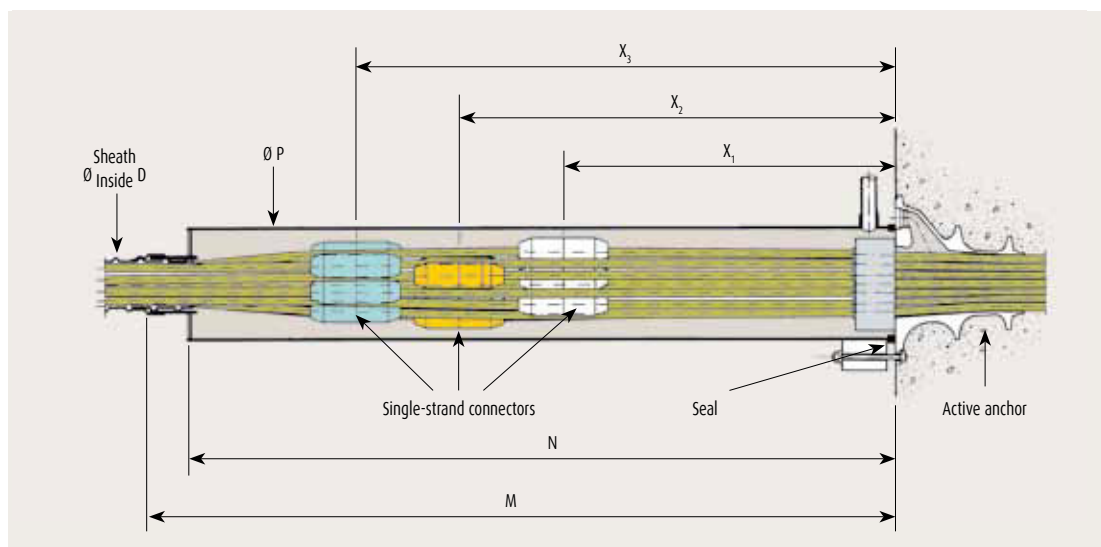
The reinforcement given in the tables above must in most cases be supplemented by general reinforcements not shown on the drawings, corresponding to the minimum required to guard against cracking and general equilibrium reinforcements. The project designer must check the general balance of the anchor zones.

CI SINGLE-STRAND FIXED COUPLERS

Couplers are needed when a continuous structure is built in successive phases with extension of the tendons already in place, tensioned and grouted in the previous segment. They are generally used in internal prestressing.

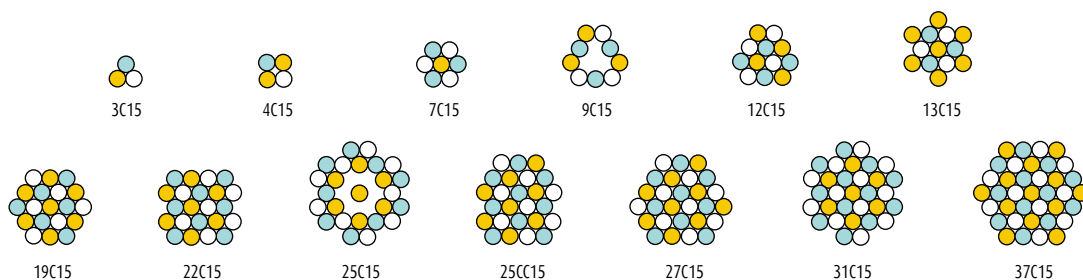
CI single-strand fixed couplers

CI fixed couplers allow for a secondary tendon to be connected to a primary tendon using machined or cast single-strand extenders with automatic locking by a spring inserted between the two opposing jaws. The primary anchor is a C range anchor. The single-strand extenders positioned on three levels offer a very compact configuration.



Units	D (mm)	M (mm)	N (mm)	P (mm)	X ₁ (mm)	X ₂ (mm)	X ₃ (mm)
CI 3C15	40	1,050	1,000	102	250	500	750
CI 4C15	45	1,050	1,000	127	250	500	750
CI 7C15	60	1,050	1,000	127	250	500	750
CI 9C15	65	1,100	1,050	178	300	500	800
CI 12C15	80	1,150	1,100	194	300	550	800
CI 13C15	80	1,200	1,150	219	300	550	800
CI 19C15	95	1,200	1,150	219	300	550	800
CI 22C15	105	1,250	1,200	273	350	600	800
CI 25C15	110	1,250	1,200	273	350	600	850
CI 25CC15	110	1,300	1,250	273	350	600	850
CI 27C15	115	1,300	1,250	273	350	600	850
CI 31C15	120	1,350	1,300	273	400	650	900
CI 37C15	130	1,530	1,480	324	400	650	900

All units are CE marked



CU AND CC FIXED MULTI-STRAND COUPLERS

2 TYPES OF MULTI-STRAND COUPLER
ARE POSSIBLE:

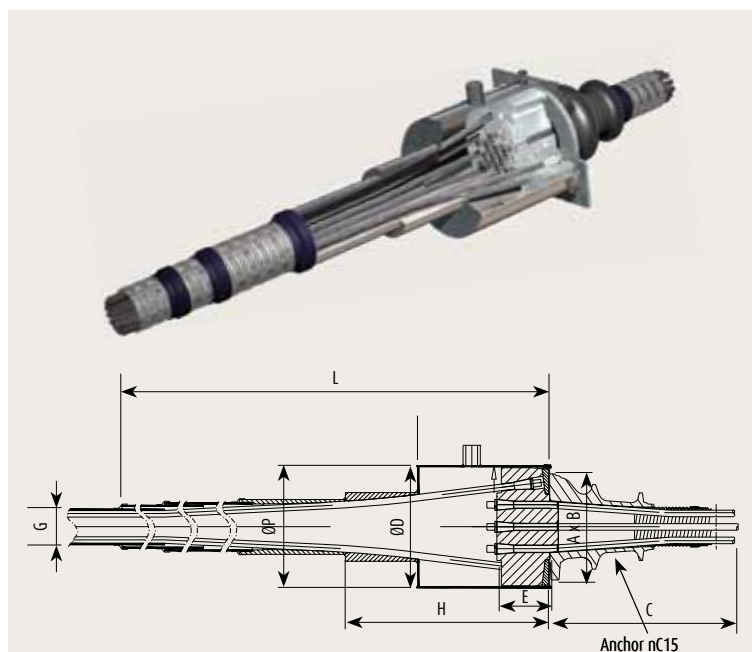
Type CU couplers

For these couplers the anchor block of the primary tendon is altered to take the anchoring jaws of the secondary tendon.

This assembly is protected by a cover with a trumpet at one end to provide the connection with the duct of the secondary tendon.

Units	A (mm)	B (mm)	C (mm)	G (mm)	ØD (mm)	E (mm)	L (mm)	H (mm)	ØP (mm)
CU 3C15	150	110	120	40	140	120	150	150	150
CU 4C15	150	120	125	45	150	127	150	150	150
CU 7C15	180	150	186	60	200	120	180	180	180
CU 9C15	225	185	260	65	255	122	225	225	225
CU 12C15	240	200	165	80	265	130	240	240	240
CU 13C15	250	210	246	80	276	130	250	250	250
CU 19C15	300	250	256	95	306	140	300	300	300
CU 22C15	330	275	430	105	335	145	330	330	330
CU 25C15	360	300	400	110	346	145	360	360	360
CU 25CC15	350	290	360	110	354	150	350	350	350
CU 27C15	350	290	360	115	354	150	350	350	350
CU 31C15	385	320	346	120	356	150	385	385	385
CU 37C15	420	350	466	130	386	156	420	420	420

All units are CE marked



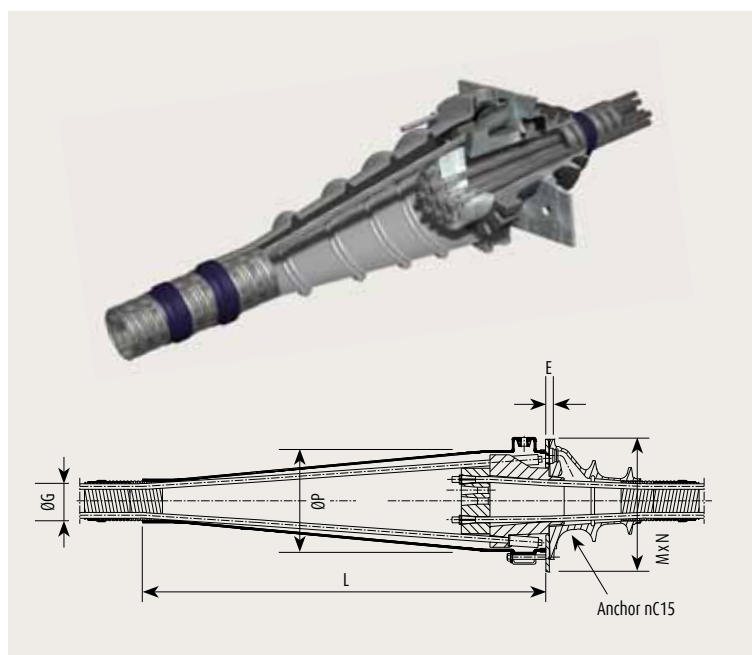
Type CC couplers

For these couplers, a notched collar is inserted between the trumplate and the anchor block of the primary tendon. The secondary tendon is anchored by means of swages resting onto the collar.

Units	E (mm)	L (mm)	M x N* (mm)	ØP (mm)	ØG (mm)
CC 3C15**	10	570	220 x 220	210	40
CC 4C15**	10	600	240 x 240	220	45
CC 7C15**	10	670	260 x 260	230	60
CC 9C15**	10	750	290 x 290	270	65
CC 12C15**	10	725	300 x 300	280	80
CC 13C15	10	770	290 x 290	275	80
CC 19C15	12	825	320 x 320	305	95
CC 22C15**	10	885	390 x 390	365	110
CC 25C15	5	900	360 x 360	340	110
CC 27C15**	10	955	390 x 390	365	110
CC 31C15	5	1,110	420 x 420	400	120

*Dimensions of the retaining plate.

** Available on request.

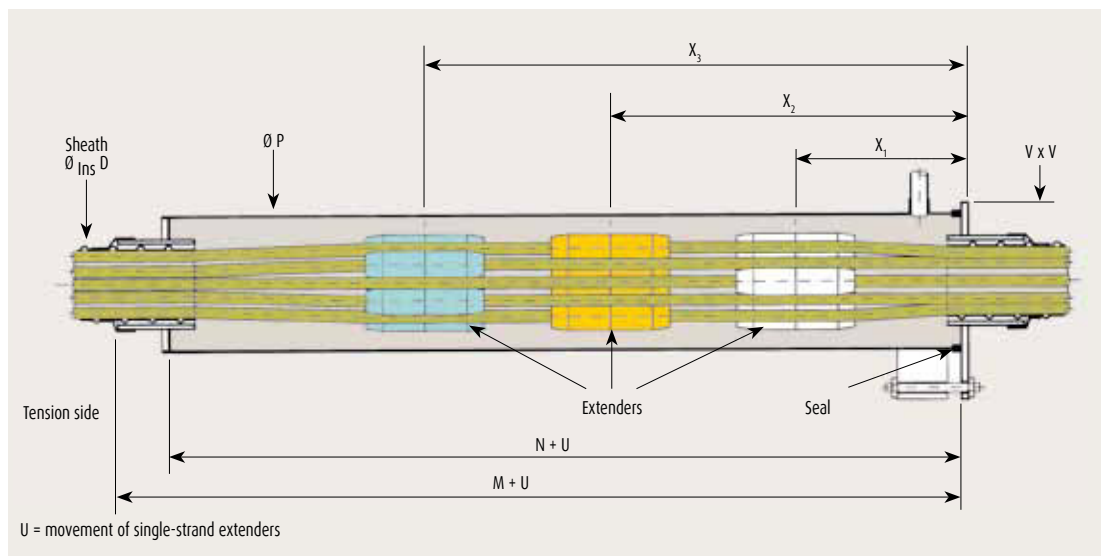


CM MOBILE MULTI-STRAND COUPLERS

Coupling for untensioned tendons

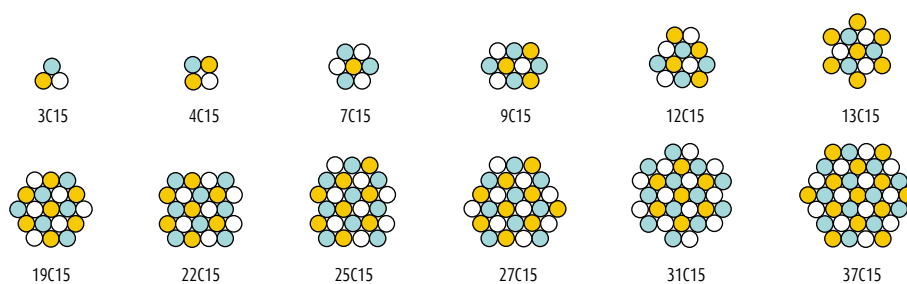
These connection devices enable end-to-end coupling of two untensioned tendons.

The configuration is similar to that of fixed couplings using the same individual extenders, but without a primary anchor. The cover is longer to allow the extenders to move when the whole tendon is being tensioned.



Units	D (mm)	M (mm)	N (mm)	P (mm)	X ₁ (mm)	X ₂ (mm)	X ₃ (mm)	V (mm)
CM 3C15	40	1,050	1,000	102	250	500	750	130
CM 4C15	45	1,050	1,000	108	250	500	750	140
CM 7C15	60	1,050	1,000	114	250	500	750	150
CM 9C15	65	1,100	1,050	159	300	550	800	200
CM 12C15	80	1,150	1,100	159	300	550	800	200
CM 13C15	80	1,200	1,150	168	300	550	800	200
CM 19C15	95	1,200	1,150	194	300	550	800	230
CM 22C15	105	1,250	1,200	219	350	600	800	230
CM 25C15	110	1,250	1,200	219	350	600	850	250
CMI 27C15	115	1,300	1,250	219	350	600	850	250
CM 31C15	120	1,350	1,300	244	400	650	900	280
CM 37C15	130	1,530	1,480	273	400	650	900	310

All units are CE marked

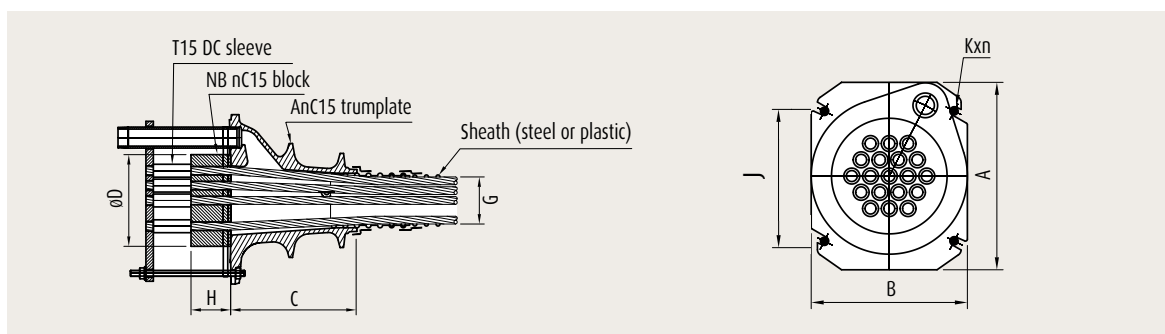


EMBEDDED ANCHORS

There are three types of passive anchor embedded in concrete and used in combination with C range active anchors: NB, N and G. The tendons are positioned before concreting.

Type NB embedded anchor

NB anchors comprise an anchor block drilled with cylindrical holes and on which extruded sleeves are held by a rear retaining plate.



Units	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	G (mm)	J (mm)	Kxn
3C15	150	110	120*	85	50	40**	91	M10x2
4C15	150	120	125*	95	50	45***	101	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	60	128	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	65	153	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	80	168	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	80	168	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	95	208	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	105	248	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	110	268	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	110	258	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	115	258	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	120	268	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	130	300	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	160	370	M20x4

All units are CE marked

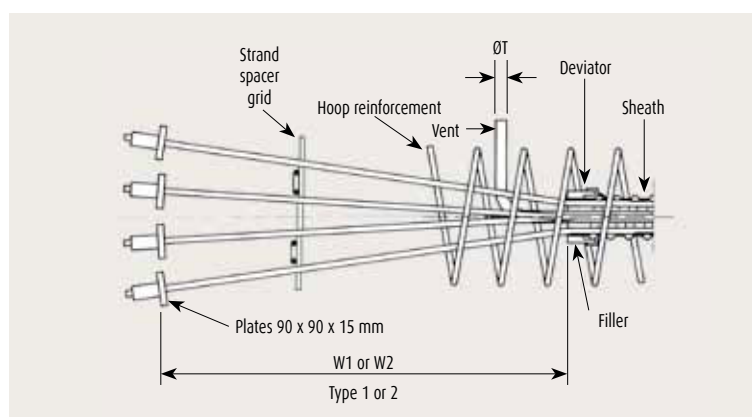
* 2-stage trumplate ** Oval duct version 58x21

*** Oval duct version 75x21

Units	W1 (mm)	W2 (mm)	ØT (mm)
3C15	300	300	G 1/2"
4C15	350	350	G 1/2"
7C15	500	400	G 1/2"
9C15	600	400	G 1/2"
12C15	900	500	G 1/2"
13C15	1,200	500	G 1/2"
19C15	1,500	650	G 1"
22C15	1,800	750	G 1"
25C15	2,000	850	G 1"
27C15	2,000	1,000	G 1"
31C15	2,200	1,100	G 1"
37C15	2,500	1,280	G 1 1/2"
55C15	2,800	1,400	G 1 1/2"

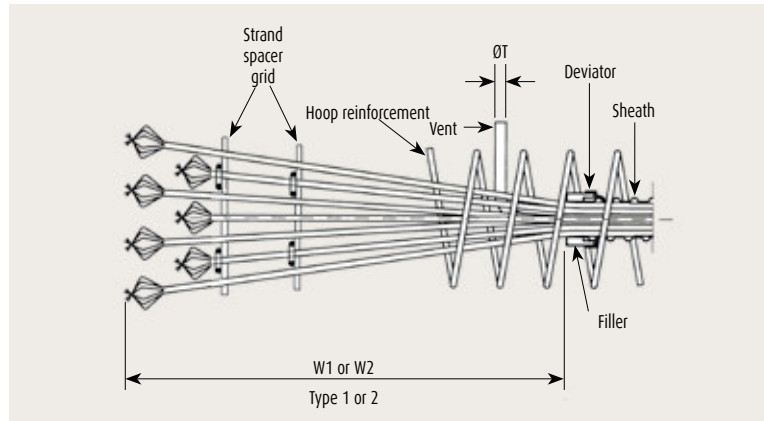
Type N embedded anchor

In the type N anchor, each strand has an extruded sleeve, each supported individually by a steel plate.

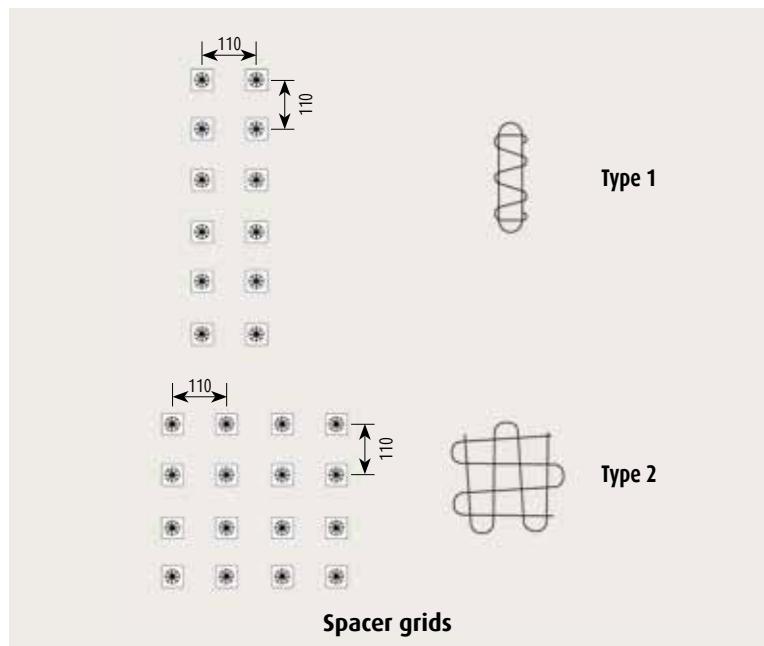


Type G embedded anchor

The type G anchor is a dead end anchor. The end of each strand is preformed to create a bulb shape.



Units	W1 (mm)	W2 (mm)	ØT (mm)
3C15	950	450	G 1/2"
4C15	950	500	G 1/2"
7C15	950	550	G 1/2"
9C15	950	550	G 1/2"
12C15	1,300	650	G 1/2"
13C15	1,300	650	G 1/2"
19C15	1,300	800	G 1"
22C15	1,500	1,000	G 1"
25C15	1,500	1,000	G 1"
27C15	1,700	1,250	G 1"
31C15	1,700	1,250	G 1"
37C15	2,000	1,250	G 1 1/2"
55C15	2,500	1,250	G 1 1/2"



Nuclear containment vessel, China

F RANGE ANCHORS FOR THIN ELEMENTS

Composition of F range anchor

F range anchors comprise:

- an anchor body embedded in the concrete and acting as both anchor head and distribution element;
- jaws, to anchor the strands;
- elements for permanent protection of the jaws, comprising HDPE (or metal) covers, filled with grease.

Application categories

F range anchors are intended for the prestressing of thin elements (slabs, concrete floors, etc.).

They are used for:

- unbonded prestressed concrete;
- bonded prestressed concrete.

Bonded internal prestressing configurations

The most common use of F range anchors in bonded internal prestressing is based on the use of uncoated strands in a corrugated metal sheath, galvanised or ungalvanised, generally flat for easier insertion into thin elements, and injected with cement grout after tensioning of the strands.

The anchors, sheath and prestressing reinforcements are installed before concreting the structure. In particular, this prevents the risk of flat ducts being crushed during concreting which would prevent the subsequent threading of the strands.

Unbonded internal prestressing configurations

F range anchors for unbonded internal prestressing are used with grease-protected strands, each with individual HDPE sheathing. These elements are directly incorporated into the reinforcement before concreting, with precautions being taken not to damage each individual sheath.

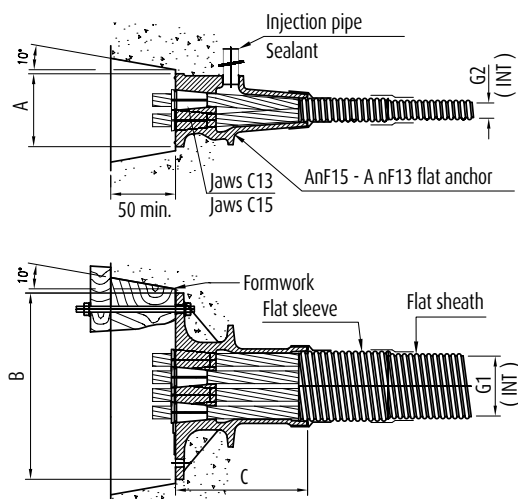
The individual AF13/15 anchor for 13^{mm} and 15^{mm} strands respectively allows for the beneficial effects of the prestressing to be distributed very evenly in thin elements.



Jamuna Bridge, Bangladesh

BONDED INTERNAL PRESTRESSING

Multi-strand units 3 to 5 F13/F15



Notes: F range anchors are designed for minimum concrete strength $f_{cmin} = 22 \text{ MPa}$ (on cylinder). The usual installation method is threading the strands into the ducts (flat sheaths) before concreting. However, if necessary, it is also possible to thread the strands after concreting the structure, on condition that special provisions are made.

CE

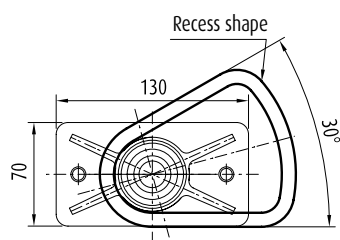
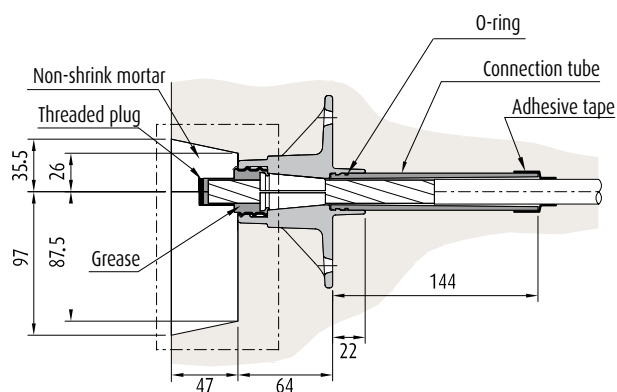
Units	A (mm)	B (mm)	C (mm)	G1 x G2 (mm ²)	G (mm)	H (mm)
A3 F13/15	85	190	163	58 x 21	95	200
A4 F13/15	90	230	163	75 x 21	100	240
A5 F13/15	90	270	163	90 x 21	100	280



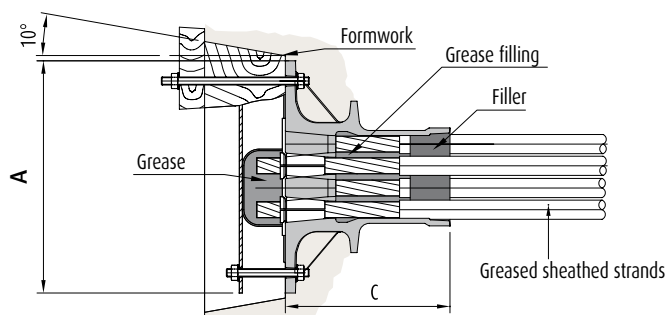
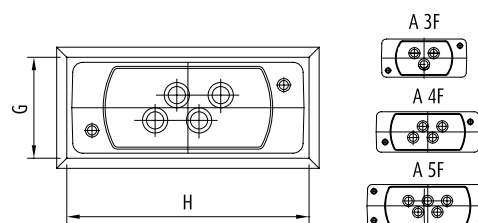
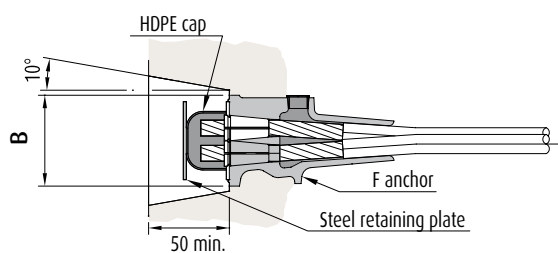
Bridge at Rousson, France

UNBONDED INTERNAL PRESTRESSING WITH GREASED SHEATHED STRANDS

1/ Single-strand unit (1F13/1F15) CE



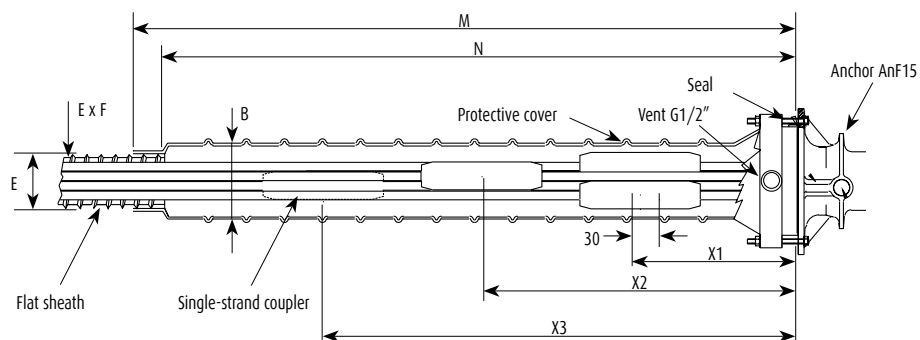
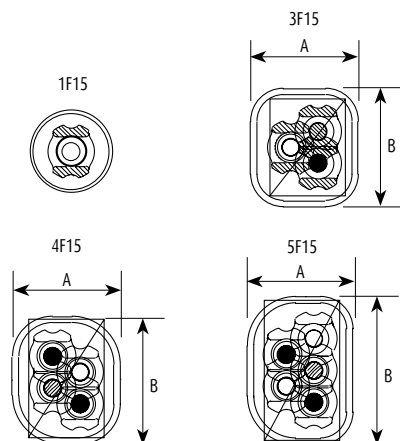
2/ Multi-strand units (3 to 5 F13/15)



Units	A (mm)	B (mm)	C (mm)	G (mm)	H (mm)
A 3F 13/15	190	85	163	95	200
A 4F 13/15	230	90	163	100	240
A 5F 13/15	270	90	163	100	280

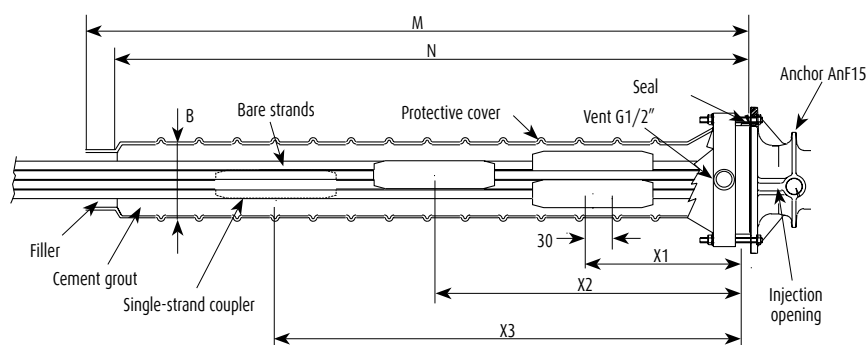
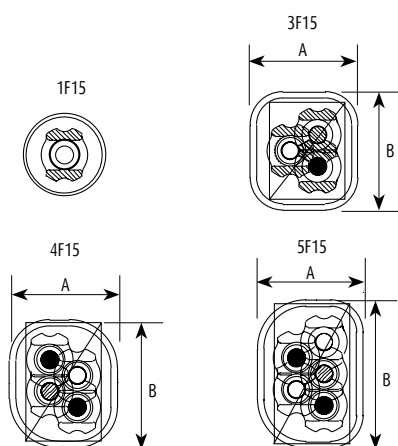
CI SINGLE-STRAND FIXED COUPLERS

Bonded prestressing



Units	A (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	M (mm)	N (mm)	X1 (mm)	X2 (mm)	X3 (mm)
CI 1F13/15	-	-	-	-	550	550	250	-	-
CI 3F13/15	100	100	58	20	800	750	250	500	750
CI 4F13/115	100	110	75	20	1,050	1,000	250	500	750
CI 5F13/15	100	140	90	20	1,050	1,000	250	500	750

Unbonded prestressing



Units	A (mm)	B (mm)	M (mm)	N (mm)	X1 (mm)	X2 (mm)	X3 (mm)
CI 1F13/15	-	-	550	500	250	-	-
CI 3F13/15	100	100	800	750	250	500	750
CI 4F13/15	100	110	1,050	1,000	250	500	750
CI 5F13/15	100	140	1,050	1,000	250	500	750

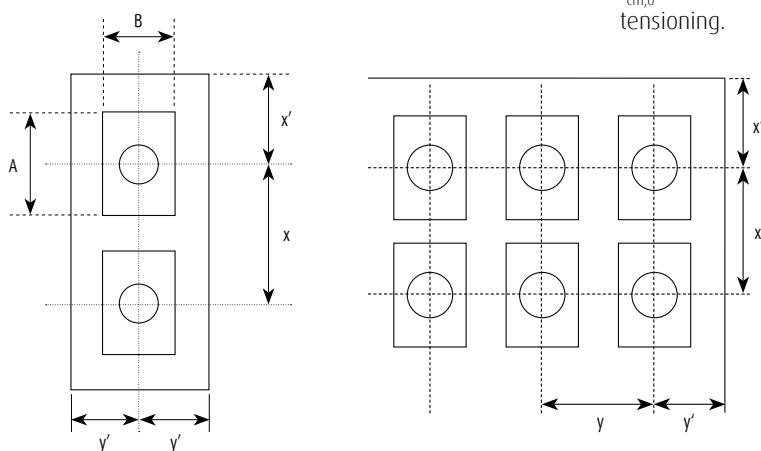
LAYOUTS FOR F RANGE ANCHORS

The anchors must be positioned at an adequate distance from the wall and spaced at a minimum centre-to-centre distance. These distances are obtained using dimensions a and b of the test assemblies created under the European Technical Approval procedure.

In the following, it is taken that the anchors are positioned along two normal direction axes: x and y , with the short side of the trumplate aligned on the y axis.

Notation

- A, B : plane dimensions of the trumplate ($A \geq B$).
- a, b : side lengths of test specimen ($a \geq b$).
- x, y : minimum centre distance between two anchorages in the structure in x and y directions.
- x', y' : minimum edge distance between anchorages and the closest external surface in x and y directions.
- $f_{cm,0}$: mean compressive strength measured on cylinder required before tensioning.



Dimensions x and y must meet the following conditions:

- $x \geq A + 30 \text{ (mm)}$
- $y \geq B + 30 \text{ (mm)}$
- $x \cdot y \geq a \cdot b$
- $x \geq 0.85 a$
- $y \geq 0.85 b$
- $x' \geq 0.5 x + \text{concrete cover} - 10 \text{ (mm)}$
- $y' \geq 0.5 y + \text{concrete cover} - 10 \text{ (mm)}$

Distances a and b

Units	$f_{cm,0}$ (MPa)	a (mm)	b (mm)
1F 13/15	22	190	140
3/4 F 13	22	500	160
3/4 F 15	22	390	190
5 F 13	22	570	260
5 F 15	22	510	240

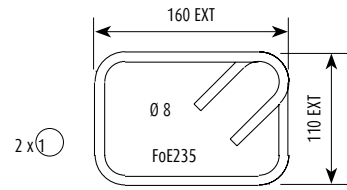
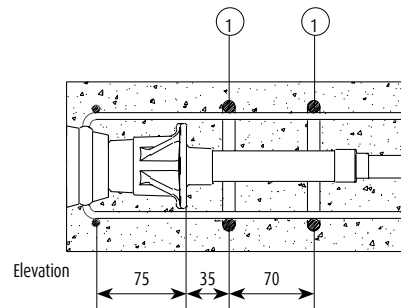
Values a and b are given in the table opposite, for three different concrete strengths $f_{cm,0}$ in the case of F range.

If the design provides for partial tensioning or a tensioning rate of less than $\min [0.8 F_{pk} ; 0.9 F_{p0.1\%}]$, interpolation can be used to determine the required value of $f_{cm,0}$, bearing in mind that at 50% of full force, the required strength for the concrete can be brought to 2/3 of the values given in the two tables above and that at 30% of this force, the required strength for the concrete can be brought down to half of the values given.



HOOP REINFORCEMENT FOR F RANGE ANCHORS

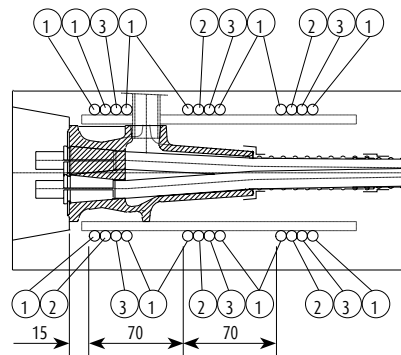
A 1F13
A 1F15



Dimensions in mm

2/ Multi-strand units (3 to 5 F13/15)

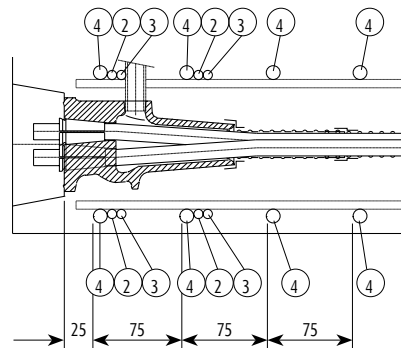
A 3F13
A 4F13



Type	No.	Ø (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	h (mm)
1	12	8	320			
2	3	8	320	20	160	140
3	3	8	320	20	160	140

See types of bars below.

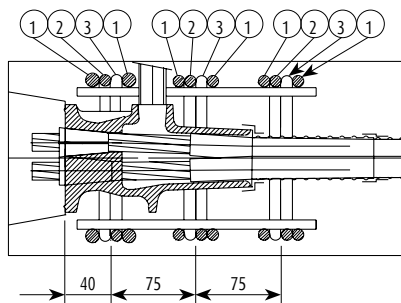
A 3F15
A 4F15



Type	No.	Ø (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	h (mm)
2	2	8	350	60	160	160
3	2	8	350	60	160	160
4	4	12	350		160	160

See types of bars below.

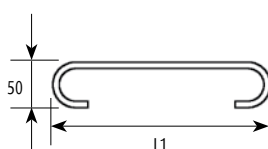
A 5F15
A 5F13



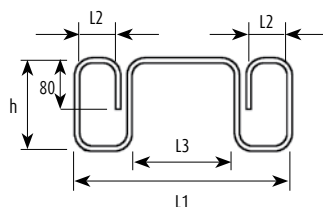
Type	No.	Ø (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	h (mm)
1	12	10	380	-	-	-
2	3	10	380	55	190	145
3	3	10	380	55	190	145

See types of bars below.

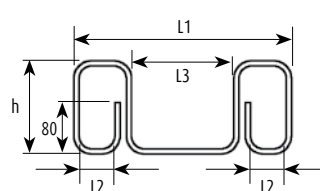
Type No. 1



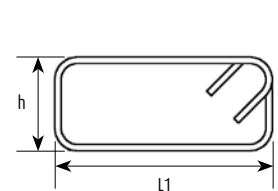
Type No. 2



Type No. 3



Type No. 4

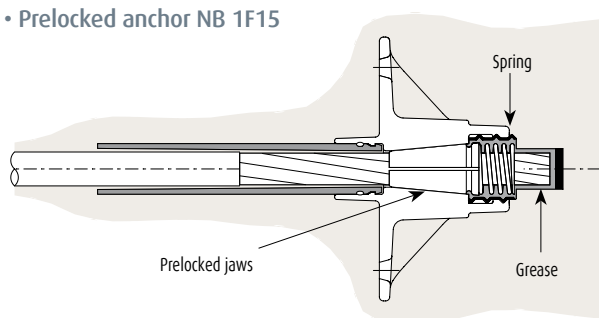


EMBEDDED ANCHORS FOR F RANGE

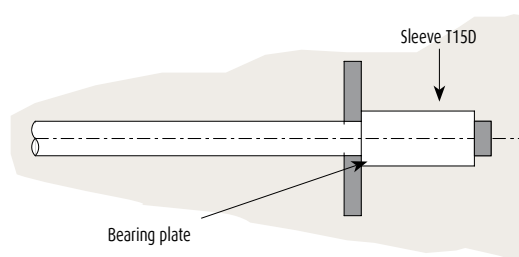
There are three types of passive anchors embedded in concrete used in combination with F range active anchors: prelocked anchor NB1F15, type N using an individual plate supporting an extruded sleeve and the type G dead end anchor. The tendons are positioned before concreting.

1/ Single-strand unit

• Prelocked anchor NB 1F15



• Anchor with extruded sleeve

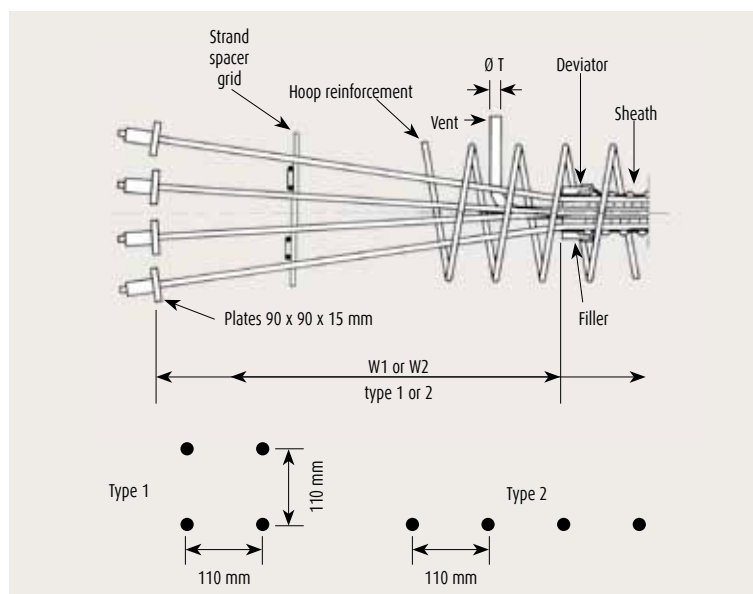


2/ Multi-strand units (3 to 5 F13/15)

Type N embedded anchor

In the type N anchor, each strand has an extruded sleeve, each supported individually by a steel plate.

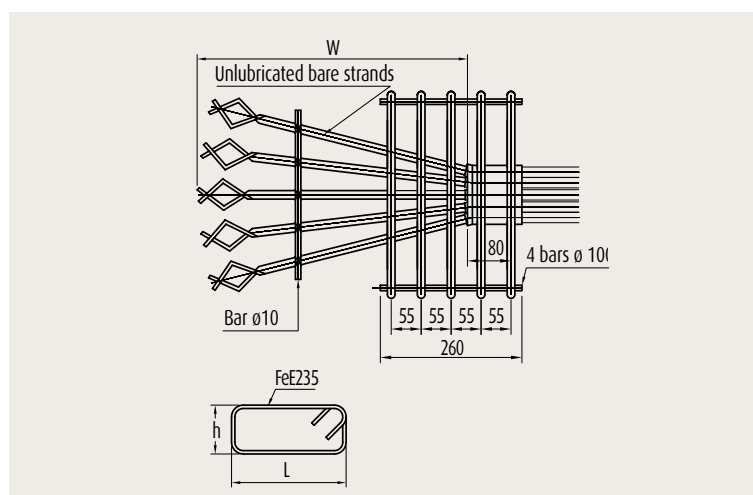
Units	N		ØT (mm)
	W1 (mm)	W2 (mm)	
N3 F13/15	300	300	G 1/2"
N4 F13/15	350	350	G 1/2"
N5 F13/15	500	400	G 1/2"



Type G embedded anchor

The type G anchor is a dead end anchor. The end of each strand is preformed into a bulb shape.

Units	W (mm)	Ø (mm)	H (mm)	L (mm)
3F13	950	10	120	300
4F13	950	10	120	320
5F13	950	12	120	340
3F15	950	10	120	300
4F15	950	12	145	340
5F15	950	14	145	380



COMPONENTS COMMON TO RANGES C AND F

1/ Prestressing strands

The table below gives the main characteristics of the most common strands, useable with the Freyssinet prestressing system:

CHARACTERISTICS OF STRANDS AS PER PREN 10138-3

Standard	Grade MPa	Nominal diameter (mm)	Nominal reinforcement cross-section (mm ²)	Nominal weight (kg/m)	Guaranteed breaking load (F _{pk} kN)	Elastic limit (F _{p0.1} kN)
pr EN 10138-3	1,770	12.5	93	0.73	165	145
		12.9	100	0.78	177	156
		15.3	140	1.09	248	218
		15.7	150	1.18	265	234
	1,860	12.5	93	0.73	173	152
		12.9	100	0.78	186	164
		15.3	140	1.09	260	229
		15.7	150	1.18	279	246

- Typical elongation under maximum load for all strands is $\geq 3.5\%$,
- maximum relaxation at 1,000 hours under 0.7 fpk for all strands is $\leq 2.5\%$.

CHARACTERISTICS OF TENDONS MADE UP OF STRANDS WITH NOMINAL DIAMETER 15.7MM AND 0.6"

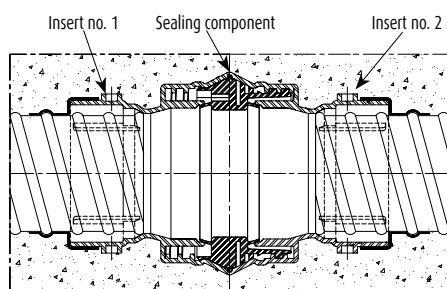
Units	Strand type						
	T 15.7 pr EN 10138-1 and 3				ASTM A-416-96 0.6 class 270		
	Nominal cross-section (mm ²)	Weight (kg/m)	Class 1770 (F _m kN)	Class 1860 (F _m kN)	Nominal cross-section (mm ²)	Weight (kg/m)	F _m (kN)
1	150	1.17	265	279	140	1.102	260.7
2	300	2.34	530	558	280	2.205	521.4
3	450	3.54	795	837	420	3.306	782
4	600	4.72	1,060	1,116	560	4.41	1,043
7	1,050	8.26	1,855	1,953	980	7.71	1,825
9	1,350	10.62	2,385	2,511	1,260	9.92	2,346
12	1,800	14.16	3,180	3,348	1,680	13.22	3,128
13	1,950	15.34	3,445	3,627	1,820	14.33	3,389
19	2,850	22.42	5,035	5,301	2,660	20.94	4,953
22	3,300	25.95	5,830	6,138	3,080	24.24	5,735
25	3,750	29.50	6,625	6,975	3,500	27.55	6,518
27	4,050	31.85	7,155	7,533	3,780	29.75	7,039
31	4,650	36.58	8,215	8,649	4,340	34.16	8,082
37	5,550	43.66	9,805	10,323	5,180	40.77	9,646
55	8,250	64.9	14,575	15,345	7,700	60.61	14,339



Corrugated steel sheath

LIASEAL			
Outside diameter of LIASEAL (mm)	125	140*	155*
Inside diameter of sheath (mm)	65	80	95

*Available on request



Liaseal

2/ Internal prestressing ducts

The following duct types are used for range C and F tendons:

Corrugated steel sheath

The recommended dimensions for ducts are given in the tables associated with each anchor. However, it must be checked that the suggested dimensions are compatible with applicable regulations. When a lower coefficient of friction is required, a phosphate treated/soaped corrugated metal sheath (L.F.C.) can be used (see page 28).

Corrugated plastic Plyduct sheath

Developed and patented by Freyssinet to meet the requirements of FIB (International Federation for Structural Concrete) recommendations "Corrugated Plastic Ducts for Internal Bonded Post-Tensioning Systems" (2000) and the Concrete Society TR47 "Durable Bonded Post-tensioned Concrete Bridges", this sheath is totally air and watertight.

Inside diameter of PLYDUCT Sheath (with sleeve = d + 10)									
Thickness 2.5 mm	40	45	50	60	65	70	80	90	95
Thickness 3.0 mm	100	105	110	115	120	130	160	-	-

Liaseal

Developed by Freyssinet, the Liaseal sheath coupler ensures leaktightness of ducts at segment joints, in particular if they are match-cast and are no longer accessible. Used in association with the Plyduct sheath, it allows for the creation of continuous, leaktight plastic ducts.

Steel tubes

For totally leaktight or highly deviated ducts.

Radius of curvature

The radius of curvature of the duct must be at least equal to:

- 100 Ø for circular or flat rigid ducts bendable by hand
(With Ø = inside diameter of duct),
- 3 m for steel tubes.

As an exception, the radius of curvature may be reduced to 20 Ø for steel tubes on the condition that:

- this radius is not less than 1.1 m for T13 strands and 1.3 m for T15 strands,
- the tension does not exceed 70% of the guaranteed breaking load of the reinforcement in the area where the radius is less than three metres,
- the sum of the angular deviations along the length of the reinforcement does not exceed $3\pi/2$ radians,
- the highly curved area is considered as a dead anchor when the angular deviation is greater than $\pi/2$ radians.

Special case

If L.F.C. sheaths are used, it is possible to reduce the radius of curvature of sheaths bendable by hand, while maintaining correct transmission of the prestressing forces. The lower limit of the radius of curvature is then $R_{\min} \geq 1.35\sqrt{n}$, n representing the number of strands in the tendon.

Friction in the main run

For calculation of the prestressing force, the values of the coefficients of friction (μ) and wobble (k), vary depending on the uses and type of ducts, their surface treatment and the relationship $P(x) = P_{\max} e^{-\mu(\theta + kx)}$.



HDPE ducts for external prestressing

RADIUS OF CURVATURE

Units	Minimum radius of curvature in anchors (m)	Minimum radius of curvature in deviators (m)
7C15	3.0	2.0
12C15	3.5*	2.5*
19C15	4.0*	3.0*
27C15	4.5	3.5
37C15	5.0*	4.0

* : as per standard ENV 1992-1-5:1994

3/ External prestressing ducts

Tendons injected with cement grout

- high density polyethylene (HDPE) tube in zones external to the concrete. The tubes are type PE80 or PE100. Use of tubes with nominal pressure PN 6.3 is recommended.

- steel tube in anchor zones, diaphragms and deviators bushings.

Grease or wax injected tendons

Use of tubes with nominal pressure PN 10 is recommended, unless preliminary study suggests otherwise.

Radius of curvature

In the absence of more stringent national requirements, the radius of curvature of the tendon in deviators, generally comprising bent steel tubing, complies with the minimum values opposite.

For greased, sheathed strands laid in ducts pre-injected with cement grout, the following should be respected:

- Isolated strands: $R_{min} \geq 1m$
- Strands grouped in bundles: $R_{min} \geq 2.5m$

COEFFICIENT OF FRICTION

Use	Type of duct	Coefficient of friction $\mu(\text{rad}^{-1})$		Coefficient k (rad/m)
		lubricated strand	unlubricated strand	
Bonded internal prestressing	Corrugated steel sheath	0.17	0.19	0.007
	LFC sheath	0.10	0.12	0.007
	Plyduct	0.10	0.12	0.007
	Plain steel tube	0.16	0.24	0.007
Unbonded internal prestressing	Single-strand	0.05	-	0.007
	Bundle of pre-injected single-strands	0.05	-	0.012

External prestressing	Plain HDPE tube	0.10	0.12	0
	Plain steel tube	0.16	0.24	0

Fluctuation in the coefficient of friction is normally $\pm 25\%$.

4/ Injection products

Prestressing strands, if not individually sheathed and greased, are protected by injecting the duct containing them. The fill product is either cement grout, which produces a passivating layer on the surface of the steel to protect it against corrosion, or a flexible product that encloses strands in a watertight casing.



L.F.C. sheath

Cement grout

To ensure perfect filling of the ducts and therefore durable protection of the prestressing steels, the properties of the cement grout must be adjusted to suit the injection technique, which differs depending on the tendon layout, site temperatures, the position of vents and injection points, etc.

On the basis of laboratory studies and the experience it has acquired in projects of all kinds, Freyssinet has developed a range of prestressing grouts to meet the specific conditions of every project type.

- **FREYSSIFLOW HP 215 high stability grout**

These grouts are for injecting tendons with significant height variations without having to reinject thanks to their anti-bleed properties.

- **FREYSSIFLOW RT 514 easy to use special long lasting grout**

These grouts retain high fluidity over a long period and are thus suitable for injecting high volume tendons on sites where there are significant layout constraints such as nuclear reactor containment vaults.

- **FREYSSIFLOW TX special thixotropic grout**

These grouts, characterised by their high shear threshold, are especially recommended for injecting large diameter tendons which are geometrically complex. The stability of the propagation interface prevents the grout collapsing as it reaches the high points and so prevents the creation of air pockets. Using Freyssiflow TX grout means that the use of injection vents can be reduced or even eliminated.



Thixotropic grout

For applications requiring low volumes of cement grout, it can be better to use a ready-to-use product, only needing the addition of water. For applications requiring high volumes of cement grout, Freyssinet can install an on-site mixer unit so that injection runs for complete families of tendons can be performed.

GENERAL PROPERTIES OF PRESTRESSING GROUTS

Property	Number of tests	Acceptance criterion	Test method
Particle size	1 test	No residue	EN 445 - Sieve
Fluidity	1 test immediately after mixing	$11s \leq t_0 \leq 20s$	EN 445 - Marsh Cone
	1 test at 15 min, 30 min, 60 min, 90 min and 120 min	$t \leq 25s$	
Temperature	1 measurement at t_0 , t_0+30 min, t_0+60 min and t_0+120 min.	$T \leq 30^\circ\text{C}$	Thermometer
Bleed	3 tests	The average of the 3 measurements must not exceed 0.3% after 3hrs.	EN 445 - 1m Tube
Volumetric change	3 tests	The volumetric change must be between -1% and +5% at 1hr, 3hrs and 24hrs	EN 445 - 1m Tube
Compressive strength	3 tests	≥ 27 MPa at 7 days ≥ 30 MPa at 28 days	EN 196 - 1

Flexible product

Flexible corrosion-resistant products are chemically inert vis-à-vis prestressing steels. They can be split into two main categories: greases and waxes (hot-injected). Freyssinet has developed **Freyssiwax**, a long-chain synthetic wax specifically designed to be stable over time and to minimise bleed.

INSTALLATION



Installation of the Freyssinet system comprises the following 4 main stages:

- 1/ installing the ducts and trumplates;
- 2/ threading the strands and installing the anchors;
- 3/ tensioning;
- 4/ injection and sealing.

1/ Installing the ducts and trumplates

For internal prestressing, the ducts are positioned before concreting. Corrugated steel or HDPE sheaths are the most commonly used.

For external prestressing, the most commonly used ducts are HDPE tubes. Special care is taken with positioning and support of the ducts.

2/ Threading the strands and installing the anchors

After checking on free passage in the ducts, the tendons are, in general, threaded by pushing each strand from one end.

Freyssinet's threading equipment can be used to produce prestressing tendons over 200m in length.

3/ Tensioning

Tendons with C and F range anchors are tensioned using single-strand or multi-strand hydraulic jacks with hydraulic locking-off of the anchor jaws. Jacks without hydraulic locking-off or single-strand jacks can be used if appropriate.

The initial force is:

- tensioning force after transfer to anchor for:
 - Eurocode 2 (the lower of the two values $0.75 f_{pk}$ and $0.85 f_{p0.1k}$),
 - AASHTO regulations ($0.7 f_{pk}$),
- tensioning force before transfer to anchor for:
 - Eurocode 2 and BPEL 91 regulations (the lower of the 2 values $0.8 f_{pk}$ and $0.9 f_{p0.1}$),
 - AASHTO regulations ($0.7 f_{pk}$).

The tensioning operation can only start if the on-site measured mechanical strength of the concrete, in the vicinity of the anchor zone, is greater than the value $f_{cm,0}$ defined for the project.



► C RANGE

Type CC jacks

Type CC jacks, owing to their compactness, enable the reduction of:

- cachetages dimensions (small nose);
- distances to walls, and therefore parasitic moments;
- the concrete volume of cachetages and ribs needed at exit of span tendons;
- the possibility of increasing the offset and therefore the efficiency of the tendons.

The compactness and automation of type CC jacks facilitate handling and tensioning operations.

Outside dimensions of CC jacks

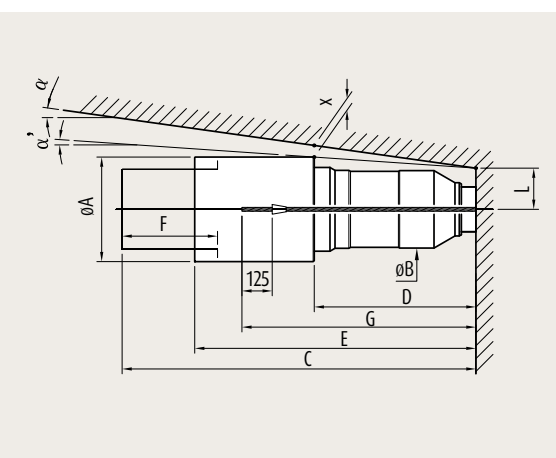
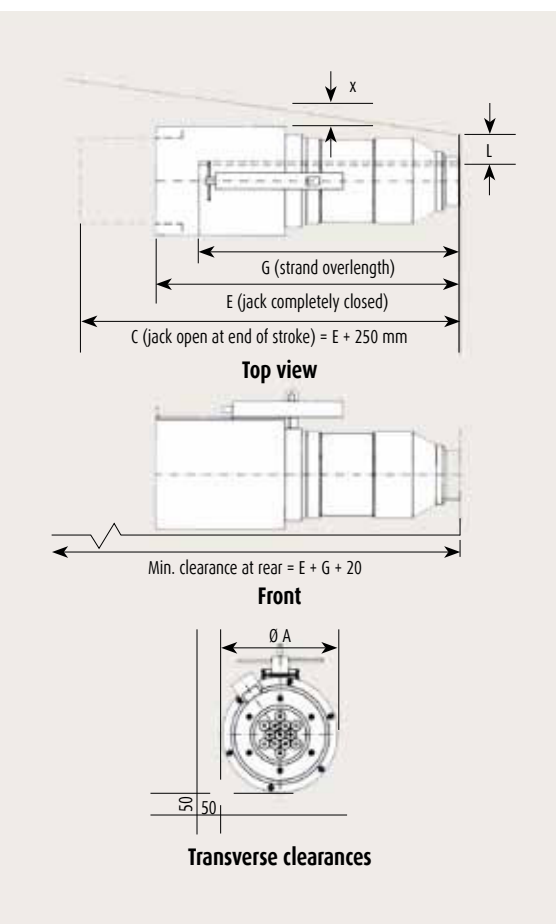
Jacks	Units	ØA (mm)	E (mm)	G (mm)	L (mm)	α for x ≈ 50	Stroke (mm)
CC 350	7C15	360	1,105	690	120	11°	250
	9C15		1,105	690	150	8°	
	12C15		1,115	700	150	8°	
	13C15		1,074	660	150	9°	
CC 500	7C15	438	1,085	688	120	15°	250
	9C15		1,085	688	150	13°	
	12C15		1,095	698	150	13°	
	13C15		1,100	703	150	12°	
	19C15		1,071	674	170	11°	
CC 1000	19C15	593	1,160	723	170	16°	250
	22C15		1,170	733	210	13°	
	25C15		1,175	738	210	13°	
	25C15P		1,175	738	210	13°	
	27C15		1,180	743	210	13°	
	31C15		1,146	709	210	13°	
	37C15		1,151	714	240	10°	
CC 1500	37C15	722	1,550	770	240	9°	350
	55C15		1,986	700	280	8°	

3 and 4C15 tendons are tensioned using a K100 jack (see next page).

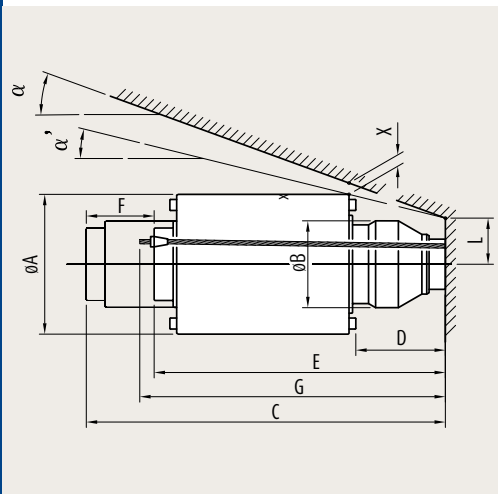
C/F range jacks

Jacks	Units	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α for x ≈ 50
C350F	7C15	355	263	1,415	731	1,165	250	1,120	120	4°30'	8°
	9C15*			1,415	731	1,165		1,120	150	2°54'	8°
	12C15*			1,115	741	1,175		1,130	150	3°50'	8°
	13C15*			1,374	675	1,124		1,080	150	2°20'	7°
C500F	7C15	432	320	1,513	714	1,213	300	1,080	120	7°39'	12°
	9C15*			1,523	709	1,223		1,085	150	7°25'	13°
	12C15*			1,533	719	1,233		1,095	150	7°6'	13°
	13C15			1,538	724	1,238		1,100	150	5°13'	9°
	19C15			1,482	668	1,182		1,050	170	3°56'	8°
C1000F	19C15	582	417	1,583	754	1,283	300	1,110	170	9°	13°
	22C15*			1,593	764	1,293		1,120	210	7°4'	11°
	25C15			1,593	764	1,293		1,120		6°03'	10°
	25CC15*			1,593	764	1,293		1,120		6°01'	10°
	27C15*			1,598	769	1,298		1,125		6°01'	10°
	31C15			1,603	774	1,303		1,130		5°58'	10°
	37C15			1,552	718	1,252		1,080	240	4°04'	8°
C1500F	31C15	707	512	2,423	134	1,923	500	1,250	210	7°13'	10°
	37C15			2,438	1,144	1,938		1,270	140	5°39'	8°
	55C15			2,375	1,076	1,875		1,200	280	3°54'	7°

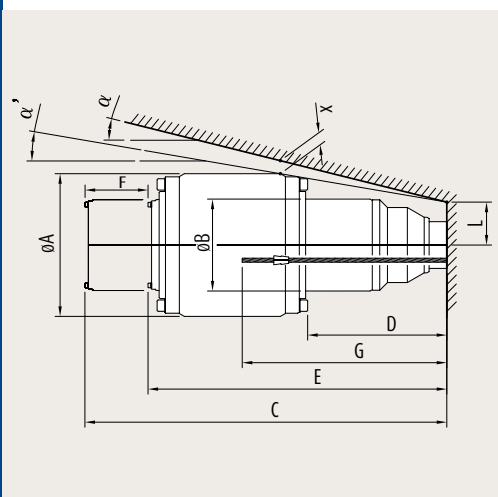
*Available on request



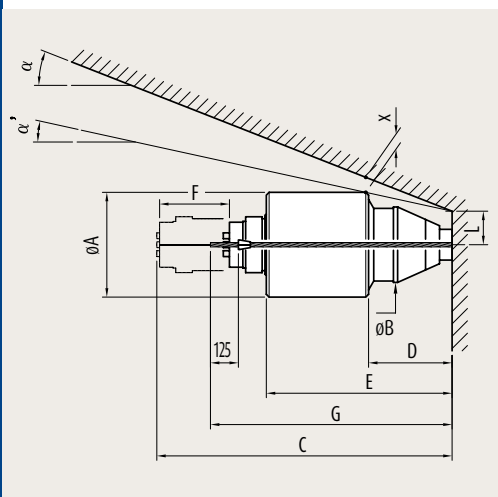
The sketch is based on a jack suspension device located in a plane perpendicular to that of the sketch.



The sketch is based on a jack suspension device located in a plane perpendicular to that of the sketch.



The sketch is based on a jack suspension device located in a plane perpendicular to that of the sketch.



The sketch is based on a jack suspension device located in a plane perpendicular to that of the sketch.

Type K/C jacks

Jacks	Units	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α for x ≈ 50
K100C	3C15	290	220	913	256	713	200	820	100	9°21'	19°
	4C15			918		718					
K200C	7C15	350	263	1,154	435	954		1,060	120	6°52'	13°
K350C	9C15			1,153	324	903		1,005	150	9°09'	17°
	12C15	440	263	1,163	334	913		1,015	150	9°40'	16°
	13C15			1,168	339	918		1,020	150	9°33'	16°
K500C	19C15	515*	320	1,333	361	1,083		1,136	170	13°23'	21°
		508			353					13°57'	23°
	22C15	515*		1,343	349	1,093		1,146		15°59'	21°
		508			341					16°32'	23°
K700C	25C15	640*	419	1,465	420	1,215		1,320		12°25'	18°
	25CC15	609			454					11°45'	18°
	27C15	640*		1,465	438	1,215		1,320	210	11°33'	18°
		609			474					10°21'	16°
	31C15	640*		1,475	430	1,225		1,330		12°09'	18°
		609			464					11°30'	18°
K1000C		770*	492	1,548	490	1,298		1,400		15°59'	21°
		720			523					16°40'	21°
	37C15	770*	492	1,497	434	1,247		1,350	240	14°23'	20°
		720			467					15°20'	20°

*Available on request.

Type K500F jacks

Jacks	Units	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α for x ≈ 50
K500F	13C15	565	364	1,462	580	1,212	250	840	150	9°41'	14°
	19C15			1,433	551	1,183		810	170	9°17'	13°

Type VP/C jacks

Jacks	Units	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α for x ≈ 50
VP260C	7C15	375	270	1,151	299	735	250	980	120	12°19'	21°
	13C15			1,126	264	700		945	150	8°5'	19°
VP650C	19C15	560	395	1,602	310	1,052	300	1,400	170	19°32'	28°
	31C15			1,441	320	973		1,410	210	12°20'	21°

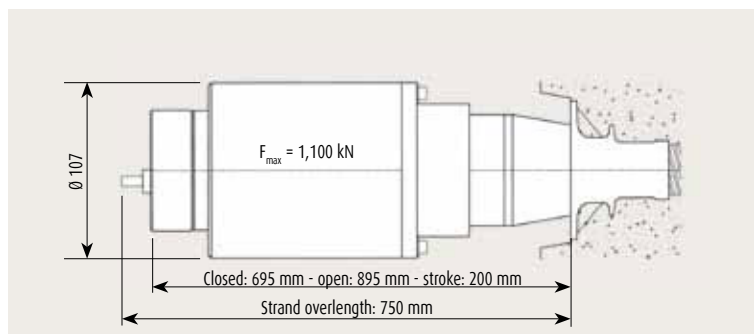
► F RANGE

Tendons with 3F15, 4F15 and 5F15 anchors can be tensioned either by acting on the complete tendon with a K100 jack, or strand by strand with an M23 jack.

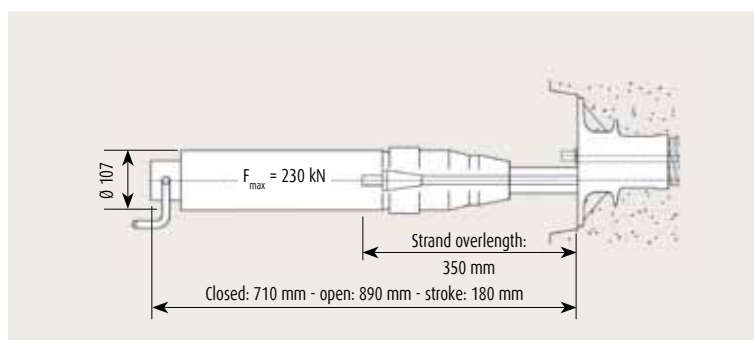
The main dimensions of these jacks are given below:



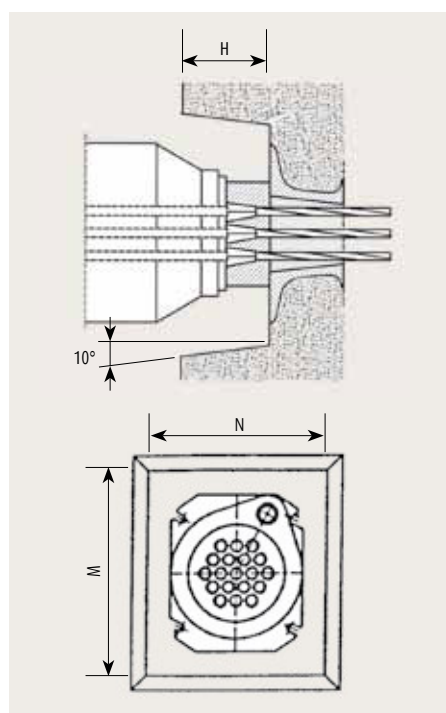
Sioule Viaduct, France



K 100



M 23



► PERMANENT CACHETAGE OF ANCHORS

Units	M (mm)	N (mm)	H (mm)
3F15	200	95	50
3C15	200	170	120
4F15	240	100	50
4C15	200	180	125
5F15	280	100	50
7C15	230	210	125
9C15	275	245	125
12C15	290	260	150
13C15	300	270	150
19C15	350	310	160
22C15	380	335	170
25C15	410	360	170
25C15P	410	360	170
27C15	400	350	180
31C15	435	380	180
37C15	470	410	195
55C15	560	480	230

4/ Injection and cachetage

- The purpose of injecting the free length of the tendons and sealing the anchors is to protect the tendons against corrosion. Tendons are injected using either cement grout containing a passivating agent for steel, or using hydrophobic products, grease or wax, which create a continuous, leaktight cover to fully protect against aggressive agents.

- In order for corrosion protection to be effective, the ducts must be completely filled, without any air pockets that could constitute an area where water seepage could accumulate. Such a result is generally achieved by selecting the correct speed at which the grout fills the duct and by vents at high points in deviated tendons.

- For complex tendon lay out, for example highly deviated or vertical tendons, or to overcome any problems installing drain openings at high points, Freyssinet has developed specific injection techniques, described below.

Vacuum injection

The purpose of this technique is to create a partial air vacuum in the duct before filling in order to avoid trapping air pockets. This technique is only used for leaktight ducts and is very suitable for tendons on which it is not possible to have high point vents.

In the case of deviated horizontal tendons, it can be combined with the use of Freyssiflow TX thixotropic grout to achieve better fill results.

It also allows for the injection of U-shaped tendons from a top anchor without having to worry about the effects of the grout interface collapsing.

Reinjection of high points

When there is significant risk of bleed at high points of a tendon route, highly deviated or vertical tendons, these high points should be reinjected to drain any weak grout. The volume to be bled is assessed case by case on the basis of experience acquired by Freyssinet.

Freyssinet has also developed special technological provisions for cases where it is not possible to locate a reinjection tube in the facing.

Injection of tendons with protected sheathed strands before tensioning

Tendons comprising protected sheathed strands within a duct must be injected with cement grout prior to tensioning. Once hardened, the grout performs the role of strand separator and prevents crushing of individual plastic sheaths where the tendon route deviates. This technique, designed and perfected by Freyssinet, guarantees that the sheathing of every strand is leaktight and smooth operation of the tensioning process.



Formulation of cement grout in a Freyssinet laboratory



Injection covers



To reduce hydraulic pressure losses at injection points, Freyssinet has designed sheath connectors so that the protective product can be injected at the rear of the anchor block through a large diameter tube.

This arrangement is well suited to very high vertical tendons. It also facilitates any anchor head reinjection operations.



Plastic permanent caps



Injection inlets on HDPE pipes

Permanent caps

The prestressing anchors are protected either by a concrete seal if the anchor is in a recess, or a permanent cover if they have to remain accessible for later interventions. Permanent covers are also used for duct injection. They can be made from cast iron (galvanised or painted as option) or plastic.

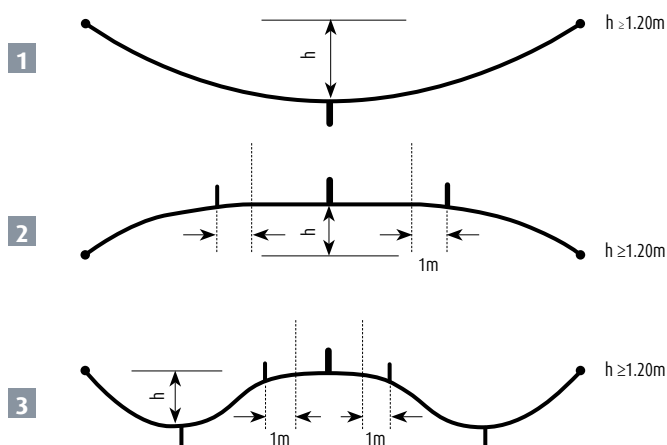
Vents and drain openings

The diagrams below show the positioning of vents and injection tubes for relatively simple tendon routes.

Figure 1 For U-shaped parabolic routes with height variation greater than 1.2 m, the low point is fitted with an injection tube.

Figure 2 For inverted U-shape parabolic routes with height variation greater than 1.2 m, the high point is fitted with a vent and two offset tubes. On reinjection of the high point, one of them serves as an injection tube while the other serves as a drain opening.

Figure 3 Horizontal tendons with two U-shaped undulations separated by a straight section, and with height variation greater than 1.2m, must be injected from one of the low points including the straight section, then reinjected from the other high point while draining the horizontal section.



For more complex routes consult Freyssinet Technical Services.





Over 60 facilities throughout the world

NORTH AND SOUTH AMERICA

- **Argentina**
Freyssinet - Tierra Armada S.A.
- **Brazil**
Freyssinet Brazil Ltda
- **Canada**
Freyssinet Canada Ltée
- **Chile**
Freyssinet - Tierra Armada S.A.
- **Colombia**
Freyssinet Colombie
- **El Salvador**
Fessic S.A De C.V.
- **Mexico**
Freyssinet de México Tierra Armada S.A.
- **Panama**
Freyssinet
- **United States**
Freyssinet Inc.
- **Venezuela**
Freyssinet - Tierra Armada CA

EUROPE

- **Belgium**
Freyssinet Belgium N.V.
- **Bulgaria**
Freyssinet

Denmark

- A/S Skandinavisk Spaendbeton
- **Estonia**
Latvijas Tilti
- **France**
Freyssinet France
Freyssinet International & Cie
- **Hungary**
Pannon Freyssinet Kft
- **Iceland**
A/S Skandinavisk
- **Ireland**
Freyssinet Ireland
Spaendbeton
- **Latvia**
Latvijas Tilti
- **Lithuania**
Latvijas Tilti
- **Macedonia**
Freyssinet Balkans
- **Netherlands**
Freyssinet Nederland B.V. *
- **Norway**
A/S Skandinavisk Spaendbeton
- **Poland**
Freyssinet Polska Sp z o.o.

Portugal

- Freyssinet - Terra Armada S.A.
- **Spain**
Freyssinet S.A.
- **Romania**
Freyrom
- **Russia**
Freyssinet
- **Serbia**
Freyssinet
- **Slovenia**
Freyssinet Adria SI d.o.o.
- **Sweden**
A/S Skandinavisk Spaendbeton
- **Switzerland**
Freyssinet S.A.
- **Turkey**
Freyssas
- **United Kingdom**
Freyssinet Ltd

AFRICA AND MIDDLE EAST

- **Abu Dhabi**
Freyssinet Middle East LLC
- **Algeria**
Freyssinet Algérie
- **Dubai**
Freyssinet Gulf LLC
- **Egypt**
Freyssinet - Menard Egypt SAE
- **Jordan**
Freyssinet Jordan LLC
- **Kuwait**
Freyssinet Kuwait
- **Morocco**
Freyssima
- **Oman**
Freyssinet Arabian Sea LLC
- **Qatar**
Freyssinet Menard Qatar WLL

Saudi Arabia

- Freyssinet Menard Saudi Arabia Ltd.
- **Sharjah**
Freyssinet Menard
Northern Emirates LLC
- **South Africa**
Freyssinet Posten (Pty) Ltd
- **Tunisia**
Freyssinet

ASIA

- **Hong Kong**
Freyssinet Hong Kong Ltd
Freyssinet Insight Sewer Services Ltd
- **India**
Freyssinet Menard INDIA Pvt Ltd
- **Indonesia**
PT Freyssinet Total Technology
- **Japan**
Freyssinet KK Japon
- **Macau**
Freyssinet Macau Ltd
- **Malaysia**
Freyssinet PSC (M) SDN BHD
- **Pakistan**
Freyppak Ltd

Singapore

- PSC Freyssinet (S) Pte. Ltd
- **South Korea**
Freyssinet Korea Co. Ltd
- **Taiwan**
Freyssinet Taiwan Engineering
- **Thailand**
Freyssinet Thailand Ltd
- **Vietnam**
Freyssinet Vietnam

OCEANIA

- **Australia**
Freyssinet Australia Pty Ltd
- **New Zealand**
Freyssinet New Zealand Ltd



FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY

1 bis, rue du Petit Clamart 78140 Vélizy-Villacoublay - France
Tel: +33 1 46 01 84 84 - Fax: +33 1 46 01 85 85
www.freyssinet.com

Anexo 2 – Catálogo de Pré-esforço VSL

VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS



CONCEPTUAL DESIGN
ENGINEERING SOLUTIONS
CONSTRUCTION PARTNER
FOR BRIDGES, BUILDINGS
CONTAINMENT
STRUCTURES, SLAB ON
GRADE, SPECIAL
STRUCTURES, REPAIR
AND STRENGTHENING

A REPUTATION FOR EXCELLENCE SINCE 1

VSL's leadership in post-tensioning

VSL is a recognised leader in the field of special construction methods. Well-proven technical systems and sound in-house engineering are the basis of the group's acknowledged reputation for innovative conceptual designs and engineering solutions, for reliability, quality and efficiency.



VSL executes all works using its own staff and equipment.



Gateway, Australia - 2008

VSL – post-tensioning as the core business

For decades, VSL has designed, manufactured and installed durable, state-of-the-art post-tensioning systems complying with international standards and approval guidelines for both new and existing structures. Services and products are all aimed at delivering the optimal solution for the customer.



Deep Bay Link, Hong Kong - 2005

The VSL Network

VSL operates as a multinational group of companies whose subsidiaries and licensees are organised into closely-cooperating regional units. Customers benefit greatly from the continuing development of VSL's special

construction methods and from the exchange of information taking place within the VSL Network.

VSL's aim of creating innovative solutions by adapting proven experience is supported by the ability to identify and share immediately the best ideas that have been introduced anywhere within the network. The solutions are developed and tailored for clients worldwide.

VSL subsidiaries execute all work using their own personnel and equipment: technical consultancy and support during planning and all phases of construction are part of VSL's value-added service, which is tailored to suit the client's needs.

VSL – your construction partner

With offices throughout the world, VSL offers a comprehensive range of professional, high-quality services for all kinds of projects, from feasibility studies and preliminary designs to alternative proposals, contractor consultancy services and field installation. All are aimed at finding the best possible solutions with the best value for money. VSL's involvement seeks to provide fully-customised solutions adapted to the client's requirements. Its worldwide network allows VSL to offer a high degree of competence and flexibility, participating with a spirit of co-operation to find the most appropriate solutions. VSL's goal is to be a privileged partner for engineers and contractors.



Dubai Festival City, UAE - 2006

1956

Changing the way we do business

For VSL, sustainable development means striking a balance in its development model between the economic profitability of its businesses and their social and environmental impacts. That commitment is formalised into the VSL Sustainable Development program which focuses on safety, use of fewer scarce materials and less energy and production of less pollution and waste.

VSL – guided by a strong QSE culture

VSL's leading position is based on a rigorous and committed quality culture. The QSE (quality, safety, environment) policy is VSL's first priority. Local teams ensure co-ordination of actions, encourage sharing of experience and promote best practice, with the aim of continuously improving performance. In VSL's culture, employees are vitally important to the competitiveness and prosperity of the company. VSL is committed to maintaining the highest levels of client satisfaction and personnel safety.

CONTRIBUTING TO SUSTAINABLE SOLUTIONS



Post-tensioning reduces CO2 emissions by up to 37%

Generally the use of VSL Post-tensioning delivers the maximum cost-benefit for a project and has as well a beneficial impact on its sustainability and CO2 emissions during construction. Compared with conventional reinforced concrete slabs, the use of post-tensioning results in more durable structures with reduced concrete volumes, lowering the CO2 emissions by up to 37%.

Post-tensioning offers significant reductions

Materials and quantities	RC (kg CO2/m²)	PC (kg CO2/m²)
Energy	541	340
Materials	7,567	4,760
Freight	2,162	1,360
Site staff transportation	216	136
Plant	108	68
Site waste	216	136
Total	10,811	6,800

The overall reduction of CO2 emission can achieve up to 37%!

RC: Reinforced concrete PC: Post-tensioned concrete



Ras Laffan LNG, Qatar - 1996



Barcelona New Exhibition Centre, Spain - 2008

The VSL Academy

Competence is a key factor and VSL adopts a principle of continuous learning and training. Foremen, supervisors and site managers go through centralised training at the VSL Academy, where they learn best practice in all aspects of post-tensioning.

VSL Post-tensioning systems

The VSL Post-tensioning technology includes several systems that are specifically designed for different applications. The following table describes broadly these different systems and their main field of applications, which are thereon developed in this brochure.

APPLICATIONS	Monostrand and slab tendons		Multistrand tendons		Stressbar	
	Bonded	Unbonded	Internal	External	Internal	External
	<ul style="list-style-type: none">• Slabs on grade• Building slabs• Transverse post-tensioning in bridge decks...		<ul style="list-style-type: none">• Longitudinal post-tensioning in bridges• Building frames• Containments• Special structures...		<ul style="list-style-type: none">• Short tendons, such as transverse post-tensioning for cable-stayed bridge pylons• Precast connections• Structural strengthening...	

R&D: THE KEY TO QUALITY AND DURABILITY

Research and development are VSL's driving force. The issues of QSE and sustainability have long been priorities together with the efficiency of construction methods and site works. This is

also the case for post-tensioning products and services where durability, monitoring and inspection are important to focus on, as too are competence in design and methods.

Traceability and site efficiency



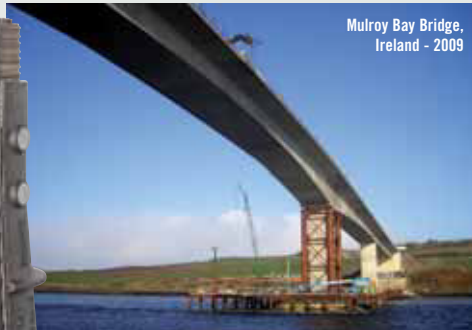
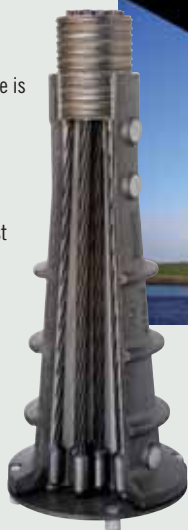
ADAPT, the tool for Automatic Data Acquisition for Post-Tensioning, collects data about tendon forces and elongation during stressing. It uses a personal digital assistant (PDA) to process the information for further use by the client.



PT Observer uses barcode process technology to collect all data throughout the entire post-tensioning process, assuring traceability. VSL's PT Observer and ADAPT systems greatly enhance the quality of the operational process.

Adaptable and cost-saving solutions

The VSL AF Anchorage is used for vertical tendons, where the prestressing force is transferred to the structure at its lowest end and where there is no access.



Mulroy Bay Bridge,
Ireland - 2009

VSL develops custom-made specialised equipment such as movable scaffolding systems, launching girders... for bridge construction and has the in-house capabilities to customise them from one project to the next.

New solutions for enhanced durability

Leak-tight encapsulation with PT-PLUS®
VSL continuously drives durability development and markets its PT-PLUS® plastic duct system for leak-tight encapsulation and higher fatigue resistance.

Electrical isolation with VSL CS 2000



Together with the CS 2000 Anchorage, PT-PLUS® ducts produce electrically-isolated tendons (EIT) and allow monitoring of the effectiveness of the corrosion-protective encapsulation. The same principle had already been a success with a VSL world-first, the use of electrically isolated ground anchors on a project in 1985.

Void control with the VSL Grout void sensor



The VSL Grout void sensor is installed at potentially critical points on a tendon and checks for the existence of voids after grouting.

Load control with the VSL Single strand load cell



The VSL-designed Single strand load cell allows economical and precise measurement of the load on a strand. It is compact and easy to install, fitting onto any VSL Anchor head.

TRAINING: AT THE HEART OF STRONG PERFORMANCE

VSL is committed to investing in its staff, setting up training schemes and striving for professionalism.

VSL Academy

VSL has launched the VSL Academy to strengthen the company culture and to develop knowledge sharing by formalising and standardising the training of all post-tensioning foremen, supervisors and site engineers.

The goals of the VSL Academy are to:

- provide a unique training facility and tools within VSL to train our personnel in the skill and techniques required to perform the work to the highest standards specified today;
- provide hands-on practical training on post-tensioning mock-ups designed to cover all operational procedures;
- harmonise working procedures and enhance knowledge.



PMX – training in project management excellence

The programme's content combines technical topics, planning, organisation, risk management and result orientation with communication topics and leadership. Through this, VSL's managers transfer the fundamentals and culture of the company while promoting exchanges and useful networking throughout the group.

On site training

As a specialist contractor, VSL aims to maintain and develop its staff's skills on a long-term basis. Senior staff members are in charge of teaching VSL Techniques to new recruits. A well-trained staff is VSL's most valuable asset in providing the best-possible service to clients.

**VSL Academy:
a market leader's initiative**



VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS FOR

Internal tendons – the most commonly-used solution

The VSL systems are based on the method of post-tensioning. Most applications of the multi-strand system are internal and cement grouted, providing bond to the structure. Such tendons are extensively used in bridges and transportation structures as well as being applied successfully in building construction.

VSL's experience:
150,000 precast segments
forming 6.3 million m²
of bridge deck over
the last 20 years



Kingston's Hunt's Bay Bridge,
Jamaica - 2006



Shenzhen Western Corridor,
Hong Kong - 2004



Gateway Upgrade, Australia - 2009

VSL Post-tensioning systems lead and shape the state-of-the-art in bridge construction. They meet the advanced technical and practical requirements of today's engineers and construction professionals. They are versatile and provide clients with unmatched durability, with a choice of steel or VSL PT-PLUS® plastic duct, as well as the availability of technical and site expertise for fully-encapsulated and electrically-isolated tendons (EIT). The systems comply with national and international standards and are approved by EOTA (European Organisation for Technical Approvals) and by other approval bodies.

R BRIDGES

External tendons for more flexibility

External post-tensioning tendons are positioned outside of the concrete section, though anchored into buttresses or diaphragms that form part of the bridge structure. They are therefore not bonded to the structure.

VSL external post-tensioning provides features such as the possibility of replacing tendons if required and easy inspection of the integrity of the corrosion protection. Applications are not restricted to concrete, but also include structural

East Tsing Yi Viaduct, Hong Kong - 2009



Boulonnais Viaduct, France - 1996



Brunswick Head, Australia - 2006

steel, composite steel-concrete bridges, timber and masonry structures. The external tendon technology has been used for bridge superstructures, girders in buildings and roof structures as well as for circular structures such as silos and reservoirs.

Gautrain Rapid Rail Link, South Africa - 2009



Medway Crossing Bridge, UK - 2001

External post-tensioning tendons can also be installed after completion of a structure if additional load capacity is required. This is done by adding tendons to the structure if the original design and construction were made to accommodate such an addition. Otherwise, a retrofit method can be implemented, although this requires a high level of engineering for structural analysis.

VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS FOR BRIDGES

VSL Post-tensioning – a tool for pushing the limits

Bridge construction without post-tensioning is unthinkable. It is even a prerequisite for most of today's methods and allows the fast bridging of large spans with aesthetically-pleasing results. VSL's competence is outstanding in all known bridge construction methods. It is unrivalled in precast segmental construction, a method particularly suited to building large structures rapidly and economically even and especially into congested urban environments.

VSL as your “know-how partner”

VSL's post-tensioning know-how originates from thousands of projects and starts with a fundamental understanding of economically-optimised bridge concepts. With its design and methodology teams, VSL provides engineers and contractors with expertise in building cost-effective, durable and tailored structures.



BALANCED CANTILEVER CAST-IN-SITU

Gateway bridge upgrade, Australia - 2008



ERECTION BY OVERHEAD GANTRY

Metro de Santiago, Chile - 2005



INCREMENTAL LAUNCHING METHOD

Sagarra-Garrigues water channel, Spain - 2008



ERECTION BY LIFTING FRAME

West Tsing Yi Viaduct, Hong Kong - 2004



ERECTION BY UNDERSLUNG GANTRY

Windsor Flood Plane Project, Australia - 2006

ENHANCING DURABILITY

Gaining something extra with VSL's PT-PLUS® duct system

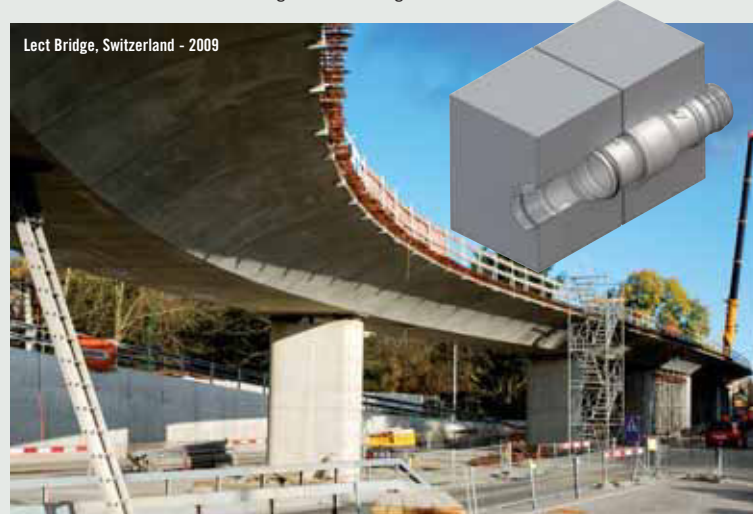
For conventional applications in non-aggressive environment, corrugated steel ducts are normally used. However, the corrugated plastic ducts and plastic couplers of the VSL PT-PLUS® system provide important advantages when compared with conventional steel ducts, including tight encapsulation, high fatigue resistance and a low friction coefficient.

For details see page 22.



A new coupler for EIT in precast structures

A new plastic coupler now permits full tendon encapsulation or EIT protection at the joints of precast segmental structures. The coupler is compact and similar in size to the ducting and can be used when tendons cross the segment at an angle.



Enhancing durability – VSL's concept for multi-layer protection

The multi-layer corrosion protection system enhances durability. It combines a careful overall concept and design of the structure's waterproof membranes, low-permeability concrete and leak-tight tendon encapsulation with a cementitious grout or other protection systems.

VSL is well qualified to assist decision makers with the adequate service when crucial protection strategies and measures are evaluated and decided.

The tendon encapsulation - the decisive choice

Bearing in mind *fib's* bulletin 33 and given the specific characteristics of PT-PLUS®, the following is recommended:

PL 1: using corrugated metal duct with special high quality grout (e.g. VSL's HPI Grouting). Cement grout provides excellent protection however grouting is a task for specialists. As an experienced specialist contractor, VSL carries out high-quality grouting using trained personnel and reliable equipment and in accordance with well proven procedures. In addition, VSL recommends the use of vacuum-assisted grouting for the most challenging conditions, such as where high

points are not accessible or in other special cases. VSL provides a full service for this state-of-the-art technique.

PL 2: using PT-PLUS® ducts as leak tight encapsulation for enhanced protection against corrosion and fatigue, this is particularly suited



for transverse tendons in bridge deck slabs and other structures where tendons are close to the concrete surface and subjected to fatigue; generally structures in severe corrosion environment and to bridges and other structures with fatigue loadings.

PL 3: allowing monitoring of the integrity of tendon encapsulation including protection against stray currents, applying the Electrical Isolation Tendon (EIT) method with PT-PLUS® ducts and the appropriate VSL Anchorage. VSL's Grout void sensors enhance quality monitoring during grouting of tendons.

PL = Protection Level

VSL POST-TENSIONING IN BUILDINGS - A TOOL TO ACHIEVE SUBSTANTIAL BENEFITS



Kens Project,
Australia - 2004

Architects have:

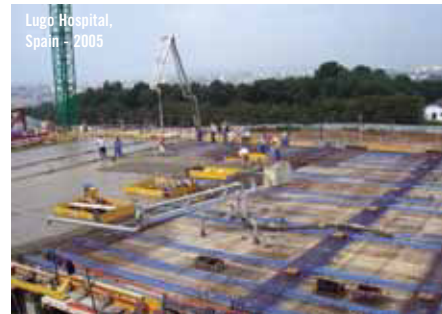
- more aesthetic freedom and larger column-free spaces that generate more flexibility for offices, shopping centres, warehouses, car parks and similar structures.

Contractors gain through:

- shorter construction time as formwork is often simpler and due to lesser back-propping;
- reduced cycle times as post-tensioning allows the structure to be stripped earlier leading to an overall reduction in the construction programme;
- fast and easy installation of electric, air conditioning and other services for flat slabs;
- less energy consumption.



WHotel, USA - 2006



Lugo Hospital,
Spain - 2005



B2B Hotel, Mexico - 2008

Considerable savings for all parties

The advantages of using post-tensioning in buildings are being exploited in many countries and acknowledged by all partners in the construction process.

Owners benefit from:

- savings in materials in structures and foundations, leading to more economical construction;
- reduced financing costs due to shorter construction periods;
- less need for maintenance because of the crack and vibration control;
- more useable space within the available height limits;
- reduced deflection of structures.

VSL's experience

of economical applications:

- post-tensioned slabs for all types of buildings, parking structures and warehouses;
- post-tensioned transfer beams and transfer plates to provide spacious, column-free, architecturally pleasing spaces such as entrance halls, lobbies and convention rooms;
- post-tensioned raft foundations resulting in more economical solutions with improved deflection behaviour and better soil pressure distribution;
- post-tensioned concrete walls such as cores and masonry walls, allowing the architect and engineer to design with more flexibility and pleasing aesthetics;

EFITS

- post-tensioning in structural members such as the mega-trusses of high-rise buildings to withstand wind-generated overturning moments.

VSL Post-tensioning services – providing a solid frame for any structure

VSL's scope of services goes beyond the supply of components and includes:

- design assistance at the conceptual stage to select the best option for the floor system and provide preliminary sizing and quantities;

Burj Residence Dubai, UAE - 2007



- assistance in all detailed design stages with a constant aim of optimising savings in materials, achieving sustainability of the structure and easing construction to reduce the cycle times and the resources required;
- all works for the supply and installation of the post-tensioning materials, including a turnkey service package provided by VSL's site teams.

VSL's experience: Millions of square metres designed and built throughout the world over the past 50 years

Detailed information is given in VSL's "Post-tensioning in building" publication (Report Series 4.1 and 4.2).

APPLICATIONS



FRAME CONSTRUCTION

Venetian Macao Resort Hotel, China - 2007

Frame construction for speed and ease of building with large open spaces or heavy loads.



SLAB CONSTRUCTION

RCBC Plaza, Philippines - 2000

VSL Post-tensioning allows thinner slabs or larger spans.

MEGA-TRUSSES

International Commerce Centre, Hong Kong - 2008

VSL Post-tensioning is often part of major structures such as this 480m-tall skyscraper, which is stabilised against typhoon winds through the use of post-tensioned mega-trusses that link the external columns to the inner core of the building.



TRANSFER PLATE/BEAMS CONSTRUCTION

Liverpool Tower, UK - 2006

Accommodating different floor layouts to ensure proper load transfer.



VSL POST-TENSIONING: IDEALLY SUITED

Unique VSL Anchorages for economical solutions

The shapes and functions of containment structures make them ideally suited to post-tensioning. Well-designed structures are practically crack-free and, most importantly, they are economical.



Thanks to the variety of its post-tensioning anchorage systems, VSL offers versatile solutions for engineers and contractors to optimise costs and construction times. Some of the well-known VSL Anchorages are particularly suited for use in containment structures:

- The patented AF Anchorage, which is used as the lower non-stressing anchorage for vertical tendons that are not accessible during strand installation and stressing;
- The L Anchorage, which is used as the lower non-stressing anchorage for vertical tendons and allows the strand bundle to be pushed or pulled through and stressed after the concrete work for the wall has been finished;
- The Z Anchorage, which is normally used for hoop tendons that can be installed within the wall thickness and which therefore do not necessitate buttresses for the stressing operation.

D TO CONTAINMENT STRUCTURES



Meeting stringent requirements with exceptional reliability

Some applications are extraordinary and call for additional measures and special testing:

Nuclear applications

VSL carried out comprehensive tests on a full-scale mock-up of the latest generation of nuclear power plants to verify compliance of its PT systems and methods with new specific requirements. The purpose-built ring structure in Gien, France, has a radius of 24.46m and a height of 2.75m. VSL demonstrated that its systems, equipment and procedures meet the stringent requirements for installation,

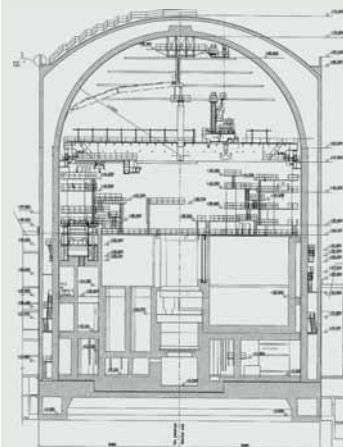
stressing and grouting operations on various types of tendons forming full 360° circle.

Liquefied gas applications

The construction of tanks for LNG and LPG (liquefied natural and petroleum gas) requires cryogenic testing of the post-tensioned tendons. During these tests, strands and anchorages are subjected to temperatures down to -196°C and are tested according to ETAG 013 or other international standards. Through its long experience and proven post-tensioning systems, VSL is in a position to supply its post-tensioning systems to any LNG or LPG project worldwide.

Two units LAES-2 Nuclear Power Station in St Petersburg, Russia.

The VSL System with 55 greased and sheathed 0.6" strands is used for the 67.7m high inner of the two containment shells. 76 hoop tendons anchored in one of the two buttresses, 13 extra tendons in the dome, as well as 50 vertical over-the-dome tendons stressed from a stressing gallery are post-tensioned according to the latest nuclear containment requirements. The system allows checking the residual load, retensioning or replacing the tendons.



EXTREME TEMPERATURE TESTING

Anchorage and tendons tested at temperatures down to -196°C

Shanghai LNG Tank, China - 2007-2009

VSL POST-TENSIONING FOR SLAB ON GRADE CONSTRUCTION: THE COST-EFFECTIVE SOLUTION



Wal-Mart,
Mexico - 2007



Hangar Mosnov,
Czech Republic - 2007

Large slabs, indoor or outdoor

VSL Post-tensioning is widely used in the construction of pavement areas and in slabs on grade, where a concrete slab foundation is placed directly on the ground. Its advantages provide benefits in many different types of projects including warehouses, distribution centres, container storage terminals, rail and shipping terminals, airports, manufacturing facilities and as floor bases for liquid retaining structures. Post-tensioned slabs are also used for residential purposes and in recreation, such as for tennis courts and skating rinks. VSL can provide the full range of services from the installation of post-tensioning to the complete design and construction of the concrete slab.

Benefits to the owner

Elimination of joints: Owners and operators benefit from the elimination of all or most of the costly joints, when using post-tensioned slab on grade.

Shorter construction time: Compared with ordinary reinforced concrete slabs, the use of VSL's technologies leads to less excavation, a thinner slab, little or no reinforcement and few if any joints. Large areas in excess of 2,500m² can be concreted, which results in a shorter construction time and contributes to a very competitive initial cost.



Austrak, Australia - 2003

"Crack free" performance: Initial stressing can prevent shrinkage cracking. Post-tensioning compresses the slab and counteracts tensile stresses that would otherwise cause cracking under the worst combinations of loads or in poor soil conditions.

High impact and abrasion resistance: The compression resulting from post-tensioning combined with an optimum concrete strength and surface treatment reduces general wear and tear and subsequent maintenance costs.

Low maintenance: The significant reduction in the number of joints means that less maintenance is required, giving great improvements in operational efficiency.



Nestlé Distribution Plant, Chile - 2001

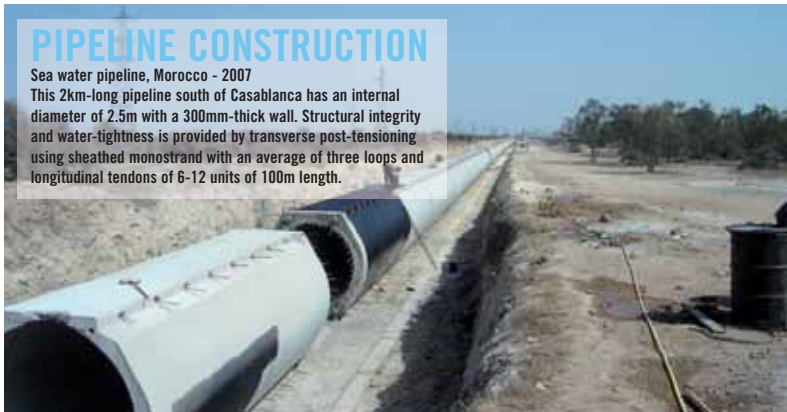
The 30,000m² of joint-free slab of the Nestlé Plant constructed by VSL Chile represent the present world record.

VSL POST-TENSIONING FOR SPECIAL STRUCTURES: A SMART ALTERNATIVE

PIPELINE CONSTRUCTION

Sea water pipeline, Morocco - 2007

This 2km-long pipeline south of Casablanca has an internal diameter of 2.5m with a 300mm-thick wall. Structural integrity and water-tightness is provided by transverse post-tensioning using sheathed monostrand with an average of three loops and longitudinal tendons of 6-12 units of 100m length.



Versatile applications

Without post-tensioning, many special structures could only be built with great effort, if built at all. Over the years, VSL's post-tensioning services have been used for a very wide range of highly prestigious and complex structures including offshore platforms, concrete floating barges, dams and many others. Customers value the experience and versatility they gain by having VSL as a partner from the early planning stages through to construction.



STADIUM CONSTRUCTION

Sazka Stadium Prague, Czech Republic - 2003

The challenge of building a multifunctional stadium with two halls that are part of irregular and complicated structural elements is an excellent example of a project where clients can benefit from the versatility of VSL as a professional post-tensioning partner.

SUB-STRUCTURE CONSTRUCTION

Machang Bridge, Korea - 2006

Post-tensioning tendons with VSL Loop Anchorages were installed for the deck-to-pile footing tie-down system in the piers supporting the bridge's back spans.

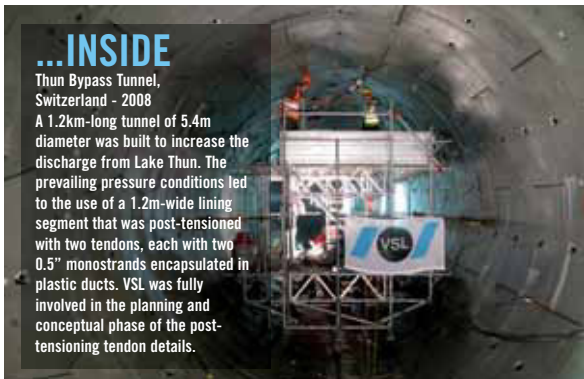


TUNNEL CONSTRUCTION - WHETHER HYDROSTATIC PRESSURE PUSHES FROM...

...INSIDE

Thun Bypass Tunnel, Switzerland - 2008

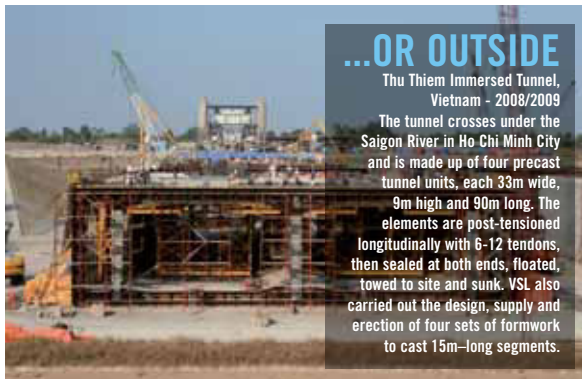
A 1.2km-long tunnel of 5.4m diameter was built to increase the discharge from Lake Thun. The prevailing pressure conditions led to the use of a 1.2m-wide lining segment that was post-tensioned with two tendons, each with two 0.5" monostrands encapsulated in plastic ducts. VSL was fully involved in the planning and conceptual phase of the post-tensioning tendon details.



...OR OUTSIDE

Thu Thiem Immersed Tunnel, Vietnam - 2008/2009

The tunnel crosses under the Saigon River in Ho Chi Minh City and is made up of four precast tunnel units, each 33m wide, 9m high and 90m long. The elements are post-tensioned longitudinally with 6-12 tendons, then sealed at both ends, floated, towed to site and sunk. VSL also carried out the design, supply and erection of four sets of formwork to cast 15m-long segments.



VSL POST-TENSIONING FOR REPAIR WORK A MUST FOR TAILOR-MADE SOLUTIONS

Structural remedial work requires thorough diagnosis of damage and deterioration followed by full assessment of the causes, risks and consequences involved.

VSL employs state-of-the-art equipment and special inspection techniques to detect defects in reinforced and prestressed concrete structures before any significant damage occurs. Close co-operation with materials testing institutes and structural designers, together with the use of the latest investigation techniques, enables VSL to prepare precise and comprehensive reports.

Assessment diagnosis of structural conditions includes:

- inspection and surveillance of concrete structures;
- condition evaluation of the same;
- root cause analysis;
- design of repair strategies;
- estimating the order of magnitude for the cost of repairs.



REPLACEMENT OF EXTERNAL POST-TENSIONING IN BRIDGES

St Cloud Viaduct, France - 2000

The external tendons that reinforced the 1974-built 1,102m-long Saint-Cloud Bridge near Paris showed signs of corrosion and the client decided to replace them. As a first precautionary step, shock-absorbers were fitted at each side of the deviators before the tendons were cut and the anchorages removed or adapted. New external tendons were then installed by VSL.



REPAIR OF BRIDGES

Figueira de Foz Bridge, Portugal - 2005

VSL, in partnership with a local contractor, carried out repair works including external post-tensioning, strengthening of the abutments with bars and replacement of expansion joints. There was also retrofitting of structural bearings and seismic devices, including the installation of 4 x 500kN shock-absorbers at the abutments.

STRENGTHENING OF HISTORICAL BUILDINGS

Las Arenas Bullfighting Ring, Spain - 2007

One of the many examples in Barcelona where VSL has assisted with engineering and specialised site works is this former bull ring, built in 1898, which has been transformed into a leisure and entertainment complex.

VSL carried out engineering and post-tensioning works in connection with the transfer slab and beams of the Neo-Mudéjar façade. The project involved post-tensioned floors with spans of between 12m and 17m and the supply of other VSL products such as neoprene bearings and studs.



The Leaning Tower of Pisa, Italy - 1993

VSL strengthened the world-renowned Leaning Tower of Pisa with 18 specially-developed monostrand hoop tendons. The optimum solution consisted of a marble-coloured PE-sheath and galvanized, non-greased 0.6" strand with a centre stressing anchorage, allowing force adjustment and monitoring during and after the stressing operation.



STRENGTHENING OF A NUCLEAR POWER PLANT

Gösgen Nuclear Power Plant, Switzerland - 2005

A carbon fibre tendon system was used for the seismic upgrade of the emergency feed building at the Gösgen nuclear power plant. The system consists of carbon CFRP plates and head and is well suited for seismic and other strengthening measures where post-tensioning forces are needed in very thin tensile members.

SILO REPAIR AND STRENGTHENING

Blue Circle Cement Silo, Singapore - 2001

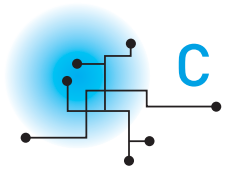
The 60m-tall silo was strengthened using a VSL-engineered solution of externally wrapped, bonded tendons each with four strands of 0.6". The 66 tendons are encapsulated in flat high-density polyethylene ducts and anchored into special stressing brackets.



VSL's other repair solutions

VSL also provides other structural solutions for the repair and strengthening of structures including:

- passive strengthening with the design and application of:
 - bonded CFRP (carbon fibre reinforced polymer);
 - bonded SRP (steel reinforced polymer).
- protection with:
 - Ductal®, the ultra-high-strength and ductile blast-resistant solution;
 - dampers for mitigation of vibration induced by earthquake, wind and human activities;
 - cathodic protection for corrosion mitigation.



CREATING SOLUTIONS TOGETHER

GROUND ENGINEERING



Ground anchors



VSoL® walls



D-walls & Piles



Ground improvement



Ground investigation

CONSTRUCTION



Bridges



Buildings



Slab on grade



Nuclear containments



Offshore structures



LNG & LPG containments



Heavy lifting



Formwork & Equipment

REPAIR, STRENGTHENING & PRESERVATION



Structural diagnostics & Monitoring



Repair & Strengthening



Infrastructure Preservation



Infrastructure Protection

SYSTEMS & TECHNOLOGIES

- Post-tensioning strand systems
- Bars & post-tensioning bar systems
- Stay cable systems
- Damping systems (stays & buildings)
- Ductal® ultra-high performance concrete
- Bearings & Joints

www.vsl.com

VSL TECHNICAL DATA AND DESIGN CONSIDERATIONS



STRAND AND TENDON PROPERTIES

PT-PLUS® DUCT SYSTEM DATA

TENDON LAYOUT, RADII, FRICTION AND TENDON
LOSSES FOR INTERNAL AND EXTERNAL CABLES

BLOCK-OUTS AND EQUIPMENT DATA

1 - STRAND

1.1 - STRAND PROPERTIES 13mm (0.5")

Strand type			prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d	(mm)	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A _p	(mm ²)	93	100	98.7
Nominal mass	M	(kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	f _{p0.1k}	(MPa)	1634 ¹	1640 ¹	1675 ²
Nominal tensile strength	f _{pk}	(MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{pk}	(kN)	173	186	183.7
Young's modulus		(GPa)		approx. 195	
Relaxation ³ after 1000 h at 20°C and 0.7 x F _{pk}		(%)		max. 2.5	

1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension

2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand

3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.2 - TENDON PROPERTIES 13mm (0.5")

Unit	Strands numbers	Steel area			Breaking load			Corrugated steel duct ³ (recommended)		Corrugated plastic duct VSL PT-PLUS®		Steel pipes
		A _p acc. to prEN		ASTM	Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	Ø _i / Ø _e	e	Ø _i / Ø _e	e	
		d=12.5 mm A _p =93 mm ²	d=12.9 mm A _p =100 mm ²	d=12.7 mm A _p =100 mm ²	d=12.5 mm A _p =93 mm ²	d=12.9 mm A _p =100 mm ²	d=12.7 mm A _p =98.7 mm ²					
		[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5-1	1	93	100	98.7	173	186	183.7	20/25	3	22/25	6	25.0 x 2.0
5-2	2	186	200	197	346	372	367	35/40	8	76/25 ¹	-	31.8 x 2.0/2.5/3.0
5-3	3	279	300	296	519	558	551	35/40	6	76/25 ¹	-	33.7 x 2.0/2.5/3.0
5-4	4	372	400	395	692	744	735	40/45 ¹	7	76/25 ¹	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
5-7	5	465	500	494	865	930	919	45/50	8	58/63	14	60.3 x 2.0/2.5/3.0
	6	558	600	592	1038	1116	1102	45/50	6	58/63	12	
5-7	7	651	700	691	1211	1302	1286	50/57	7	58/63	11	60.3 x 2.0/2.5/3.0
5-12	8	744	800	790	1384	1488	1470	55/62	9	58/63	10	70.0 x 2.0/2.5/3.0
	9	837	900	888	1557	1674	1653	55/62	8	58/63	9	
	10	930	1000	987	1730	1860	1837	60/67	10	58/63	9	
	11	1023	1100	1086	1903	2046	2021	60/67	9	58/63	8	
5-12	12	1116	1200	1184	2076	2232	2204	60/67	8	58/63	7	70.0 x 2.0/2.5/3.0
5-15	13	1209	1300	1283	2249	2418	2388	65/72	9	76/81	14	82.5 x 2.0/2.5/3.0
	14	1302	1400	1382	2422	2604	2572	65/72	8	76/81	13	
5-15	15	1395	1500	1481	2595	2790	2756	70/77	9	76/81	12	82.5 x 2.0/2.5/3.0
5-19	16	1488	1600	1579	2768	2976	2939	70/77	9	76/81	12	88.9 x 2.5/3.0/3.5
	17	1581	1700	1678	2941	3162	3123	75/82	11	76/81	11	
	18	1674	1800	1777	3114	3348	3307	75/82	10	76/81	10	
5-19	19	1767	1900	1875	3287	3534	3490	75/82	9	76/81	9	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-22	20	1860	2000	1974	3460	3720	3674	80/87	10	100/106	20	88.9 x 3.0/4.0/5.0
	21	1953	2100	2073	3633	3906	3858	80/87	9	100/106	19	
5-22	22	2046	2200	2171	3806	4092	4041	80/87	8	100/106	18	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-27	23	2139	2300	2270	3979	4278	4225	85/92	12	100/106	19	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	24	2232	2400	2369	4152	4464	4409	85/92	11	100/106	18	
	25	2325	2500	2468	4325	4650	4593	90/97	14	100/106	19	
	26	2418	2600	2566	4498	4836	4776	90/97	13	100/106	18	
5-27	27	2511	2700	2665	4671	5022	4960	95/102	15	100/106	17	101.6 x 3.0/4.0/5.0
5-31	28	2604	2800	2764	4844	5208	5144	95/102	14	100/106	16	108.0 x 3.0/4.0/5.0
	29	2697	2900	2862	5017	5394	5327	95/102	13	100/106	15	
	30	2790	3000	2961	5190	5580	5511	95/102	12	100/106	14	
5-31	31	2883	3100	3060	5363	5766	5695	95/102	11	100/106	13	108.0 x 3.0/4.0/5.0
5-37	32	2976	3200	3158	5536	5952	5878	100/107	13	115/121	20	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	33	3069	3300	3257	5709	6138	6062	100/107	12	115/121	19	
	34	3162	3400	3356	5882	6324	6246	100/107	12	115/121	19	
	35	3255	3500	3455	6055	6510	6430	110/117	17	115/121	19	
	36	3348	3600	3553	6228	6696	6613	110/117	17	115/121	19	
5-37	37	3441	3700	3652	6401	6882	6797	110/117	16	115/121	18	114.3 x 3.0/4.0/5.0
5-43	43	3999	4300	4244	7439	7998	7899	120/127	18	130/136	23	127.0 x 3.0/4.0/5.0
5-55	55	5115	5500	5429	9515	10230	10104	130/137	17	130/136	17	139.7 x 3.0/4.0/5.0

1) Flat ducts possible as well

2) Flat duct PF-PLUS® with rectangular slab anchorages, for PF-PLUS® see also under 3.1.3.

3) If flat ducts (steel or PT PLUS®) to be used with square type castings please contact your VSL representative. In plan view, tendons with slab type anchorages must be straight between anchorages or have only unidirectional turns with min. radii of > 6 m. Strands must always be pushed-in prior to concreting. Eccentricity e: negligible

4) Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications. For special cases (long tendons, many curvatures, small radii etc.) greater size duct is recommended – please verify with VSL. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523).

5) Please check with the nearest VSL office for the complete anchorage list.



1.3 - STRAND PROPERTIES 15mm (0.6")

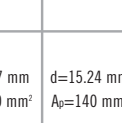
Strand type			prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d	(mm)	15.3	15.7	15.24
Nominal cross section	A _p	(mm ²)	140	150	140
Nominal mass	M	(kg/m)	1.093	1.172	1.102
Nominal yield strength	f _{p0.1k}	(MPa)	1636 ¹	1640 ¹	1676 ²
Nominal tensile strength	f _{pk}	(MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{pk}	(kN)	260	279	260.7
Young's modulus		(GPa)		approx. 195	
Relaxation ³ after 1000 h at 20°C and 0.7 x F _{pk}		(%)		max. 2.5	

1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension

2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand

3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.4 - TENDON PROPERTIES 15mm (0.6")

Unit	Strands numbers	Steel area			Breaking load			Corrugated steel duct ¹ (recommended)		Corrugated plastic duct VSL PT-PLUS®		Steel pipes	
		A _p acc. to prEN		ASTM	Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	Ø _i / Ø _e	e	Ø _i / Ø _e	e	Ø ext. x t	
		d=15.3 mm A _p =140 mm ²	d=15.7 mm A _p =150 mm ²	d=15.24 mm A _p =140 mm ²	d=15.3 mm A _p =140 mm ²	d=15.7 mm A _p =150 mm ²	d=15.24 mm A _p =140 mm ²						
		[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
6-1	1	140	150	140	260	279	260.7		25/30	5	22/25	4	25.0 x 2.0
6-2	2	280	300	280	520	558	521	40/45	9	76/25 ²	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0	
6-3	3	420	450	420	780	837	782	40/45	6	76/25 ²	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0	
6-4	4	560	600	560	1040	1116	1043	45/50 ²	7	76/25 ²	-	48.3 x 2.0/2.5/3.0	
6-7	5	700	750	700	1300	1395	1304	50/57	8	58/63	13	76.1 x 2.0/2.5/3.0	
	6	840	900	840	1560	1674	1564	55/62	9	58/63	11		
6-7	7	980	1050	980	1820	1953	1825	55/62	7	58/63	9	76.1 x 2.0/2.5/3.0	
6-12	8	1120	1200	1120	2080	2232	2086	65/72	11	76/81	18	80.0 x 2.0/ 2.5	
	9	1260	1350	1260	2340	2511	2346	65/72	9	76/81	16		
	10	1400	1500	1400	2600	2790	2607	70/77	11	76/81	15		
	11	1540	1650	1540	2860	3069	2868	70/77	9	76/81	13		
6-12	12	1680	1800	1680	3120	3348	3128	75/82	11	76/81	12	80.0 x 2.0/ 2.5	
6-15	13	1820	1950	1820	3380	3627	3389	80/87	13	100/106	25	101.6 x 3.0/4.0/5.0	
	14	1960	2100	1960	3640	3906	3650	80/87	11	100/106	24		
6-15	15	2100	2250	2100	3900	4185	3911	80/87	10	100/106	23	101.6 x 3.0/4.0/5.0	
6-19	16	2240	2400	2240	4160	4464	4171	85/92	12	100/106	22	101.6 x 3.0/4.0/5.0	
	17	2380	2550	2380	4420	4743	4432	85/92	11	100/106	20		
	18	2520	2700	2520	4680	5022	4693	90/97	13	100/106	19		
6-19	19	2660	2850	2660	4940	5301	4953	90/97	12	100/106	18	101.6 x 3.0/4.0/5.0	
6-22	20	2800	3000	2800	5200	5580	5214	100/107	17	100/106	17	114.3 x 3.0/4.0/5.0	
	21	2940	3150	2940	5460	5859	5475	100/107	16	100/106	16		
6-22	22	3080	3300	3080	5720	6138	5735	100/107	15	100/106	15	114.3 x 3.0/4.0/5.0	
6-27	23	3220	3450	3220	5980	6417	5996	100/107	14	115/121	22	114.3 x 3.0/4.0/5.0	
	24	3360	3600	3360	6240	6696	6257	100/107	13	115/121	22		
	25	3500	3750	3500	6500	6975	6518	110/117	18	115/121	21		
	26	3640	3900	3640	6760	7254	6778	110/117	17	115/121	21		
6-27	27	3780	4050	3780	7020	7533	7039	110/117	16	115/121	20	114.3 x 3.0/4.0/5.0	
6-31	28	3920	4200	3920	7280	7812	7300	110/117	15	130/136	27	127.0 x 3.0/4.0/5.0	
	29	4060	4350	4060	7540	8091	7560	120/127	21	130/136	27		
	30	4200	4500	4200	7800	8370	7821	120/127	20	130/136	26		
6-31	31	4340	4650	4340	8060	8649	8082	120/127	19	130/136	25	127.0 x 3.0/4.0/5.0	
6-37	32	4480	4800	4480	8320	8928	8342	120/127	18	130/136	24	139.7 x 3.0/4.0	
	33	4620	4950	4620	8580	9207	8603	120/127	17	130/136	23		
	34	4760	5100	4760	8840	9486	8864	120/127	16	130/136	22		
	35	4900	5250	4900	9100	9765	9125	130/137	22	130/136	22		
	36	5040	5400	5040	9360	10044	9385	130/137	21	130/136	21		
6-37	37	5180	5550	5180	9620	10323	9646	130/137	20	130/136	20	139.7 x 3.0/4.0	
6-43	43	6020	6450	6020	11180	11997	11210	140/147	21	150/157	27	152.4 x 3.0/4.0/5.0	
6-55	55	7700	8250	7700	14300	15345	14339	160/167	26	150/157	21	168.3 x 3.0/4.0	

1) Flat ducts possible as well

2) Flat duct PT-PLUS® with rectangular slab anchorages, for PT-PLUS® see also under 3.1.3.

3) If flat ducts (steel or PT PLUS®) to be used with square type castings please contact your VSL representative. In plan view, tendons with slab type anchorages must be straight between anchorages or have only unidirectional turns with min. radii of > 6 m. Strands must always be pushed-in prior to concreting. Eccentricity e: negligible

4) Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications. For special cases (long tendons, many curvatures, small radii etc.) greater size duct is recommended – please verify with VSL. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523).

5) Please check with the nearest VSL office for the complete anchorage list.

2 - ANCHORAGES

For the selection and the dimensions of the most commonly used anchorages, please consult the VSL data sheets on anchorages. For spacing between anchorages and edge distance, refer to individual anchorage data sheet.

3 - DUCTING

3.1 TYPES

3.1.1 Bright corrugated steel ducts

The most commonly used sheaths are made from rolled steel strip. Round and flat (max. 5 strands are available). They are corrugated and leak-tight and must have sufficient strength to withstand varying degrees and types of mechanical loading. For additional information and details, locally valid norms (or for example EN523) can be consulted.

3.1.2 Galvanized corrugated steel ducts

Galvanization is sometimes used to ensure corrosion protection of the metal strip. It can provide lower friction losses when stressing the tendon.

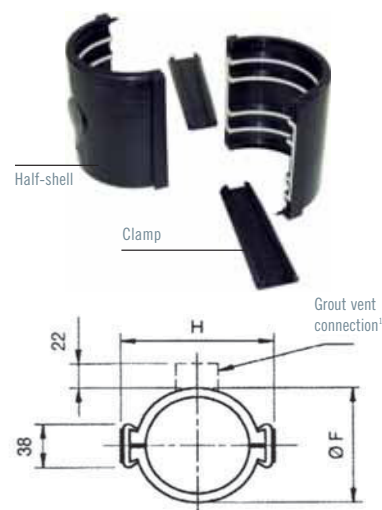
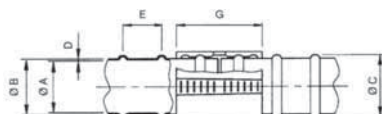
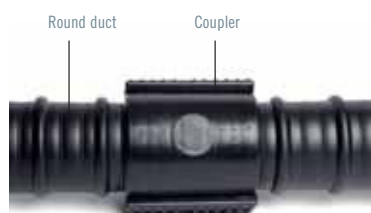
Please check local code requirements.

3.1.3 Corrugated PT-PLUS® duct system

For enhanced corrosion protection and fatigue resistance of the tendons, use of the VSL PT-PLUS® corrugated plastic duct system is

recommended. The PT-PLUS® system is particularly suitable for railroad bridges, bridge decks, parking structures and other situations where severe corrosion or high fatigue loading may be expected. In addition, the PT-PLUS® system with additional details at the anchorages allows to provide electrically isolated tendons (EIT) and a protection level of

PL3 (*fib* bulletin 33). These EIT tendons permit monitoring of the leak tightness of the tendon encapsulation and protection of the tendon over the entire design life of the structure.



¹ Couplers are available with/without grout vents for a threaded tube with dia. 23 mm

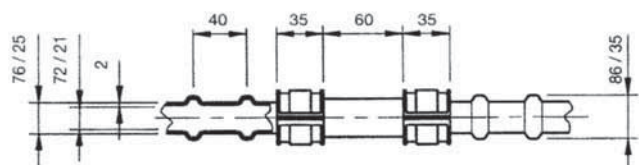
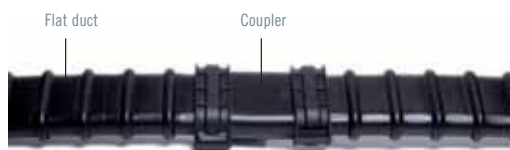
Dimensions for PT-PLUS® duct system

Dimensions in mm, subject to modifications

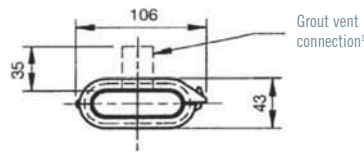
Type	Tendon unit		Ø A	Ø B	Ø C	D	E	Ø F	G	H	Nominal weight	
	0.5"	0.6"									Duct kg/m	Coupler kg/unit
22	5-1	6-1	22	25	31	1.5	55	27.5 ²	80 ²	27.5 ²	0.180	0.010
59	5-12	6-7	58	63	73	2.5	42	82	108	106	0.480	0.200
76	5-19	6-12	76	81	91	2.5	52.5	100	116	124	0.620	0.250
100	5-31	6-19/22	100	106	116	3.0	60	123	126	147	0.980	0.270
115	5-37	6-27	115	121	131	3.0	60	138	127	162	1.120	0.320
130	5-43/55	6-31/37	130	136	146	3.0	52	153	134	177	1.200	0.380
150		6-55	150	157	167	3.5	60	175	126	198	1.620	0.420

¹ One-piece sleeve coupler

Note: PT-PLUS® ducts come in lengths of approximately 6 m, type 22 ducts are 7 m long



Dimensions in mm, subject to modifications



¹ Couplers are available with/without grout vents for a smooth tube with dia. 16 / 20 mm.

The PT-PLUS® flat duct system and type 22 are often used for slab post-tensioning in buildings, for transversal tendons for bridges and for similar structures where the exploitation of a maximum tendon eccentricity in relatively thin members is important.

3.1.4 Smooth plastic ducts

Smooth plastic ducts are predominantly used for external tendons. Occasionally they have been also used for internal tendons when no bonding steel / concrete is required. They are normally made of UV resistant, new high density polyethylene (HDPE) material (virgin granulate) acc. to EN12201 and ASTM D3035 or ASTM F714 or equivalent standards. Material recycled from previously used PE components shall not

be used. Ducts normally have a ratio of diameter / wall thickness of 16 to 18, with an internal diameter not smaller than $1.7 \sqrt{A_p}$ (A_p = nominal cross section of the steel area in the tendon), suitable to carry internal pressure during grouting (ETAG013 (2002) e.g. specifies 1 MPa / 10 bar design pressure). The following dimensions of external tendon pipes are recommended (see table below).

3.1.5 Steel pipes

In certain applications (e.g. cryogenic, nuclear, offshore) where the ducts are subject to high loading when particularly tight tendon curvature is required, or when tendons are in congested parts of structures, steel pipes are used. Tubes are thin (in compliance with EN or equivalent

standards) and machine-bendable, (for recommended dimensions, see 1.2 / 1.4). Steel tubes used externally: dimensions are primarily dictated by the availability of local standardized tubes. The table below can serve as a guideline and is based on an internal diameter of $\geq 1.7 \sqrt{A_p}$ where A_p represents the cross section of the prestressing steel.

Dimensions for steel pipes

Strand Nos.	Min inside dia. for strands with		
	100 mm ²	140 mm ²	150 mm ²
4	34	40.2	41.6
7	45	53.2	55.1
12	58.9	69.7	72.1
15	65.8	77.9	80.6
19	74.1	87.7	90.8
22	79.7	94.3	97.7
27	88.3	104.5	108.2
31	94.7	112.0	115.9
37	103.4	122.4	126.6
43	111.5	131.9	136.5
55	126.1	149.2	154.4

Dimensions in mm, subject to modifications

Wall thickness $e \geq \varnothing / 50$ or minimum 1.5 mm
 \varnothing = external diameter

Where steel pipes need to be welded, $e \geq 3$ mm

Dimensions for smooth plastic ducts

Tendon size	External pipe diameter (mm)		Wall thickness (mm)	
	strands		strands	
	bare	PE sheathed	bare	PE sheathed
5-12 / 6-7	75	90	4.3	5.1
5-15/19 / 6-12	90	110	5.4	6.0
5-22/31 / 6-15/19	110	140	6.6	6.7
5-37 / 6-22/27	110	160	6.6	7.7
5-43 / 6-31	140	160	8.3	7.7
5-55 / 6-37	160	180	9.5	8.6

Dimensions in mm, subject to modifications

3.2 FRICTION COEFFICIENT AND LOSSES DUE TO PRESTRESSING

3.2.1 Friction coefficient

The following values may be assumed when using the equation $P_x = P_0 e^{-\mu \varphi_x + kx}$:

Equation of loss of post-tensioning force along a tendon

P_x = Remaining force at distance x from the stressing end

P_0 = Stressing force at the stressing end

μ = Friction coefficient

φ_x = Accumulated tendon deviation from the stressing end

k = Wobble coefficient

x = Distance from the stressing end

	Range	Recommended value
Corrugated steel sheath	$\mu = 0.16 - 0.24$ $k = (0.6 - 1.0) \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$	$\mu = 0.20$ $k = 0.8 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
PT-PLUS® plastic duct	$\mu = 0.12 - 0.14$ $k = (0.8 - 1.2) \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$	$\mu = 0.14$ $k = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
Steel pipes incl. saddles for external tendons: with clean dry or lubricated strands ¹	$\mu = 0.20 - 0.30$ k = refer to 2 below	$\mu = 0.25$ k = refer to 2 below
Saddles for external tendons with internal HDPE tube over saddle: - bare strands - greased and plastic sheathed monostrands	$\mu = 0.12 - 0.15$ $\mu = 0.02 - 0.08$ k = refer to 2 below	$\mu = 0.14$ $\mu = 0.06$ k = refer to 2 below
Greased and plastic sheathed monostrands	$\mu = 0.04 - 0.07$ $k = (0.4 - 0.6) \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$	$\mu = 0.05$ $k = 0.5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

1. μ -values depend on lubrication

2. The wobble factor can normally be neglected

3.2.2 Draw-in of wedge at lock-off: max. 6 mm

This value is independent of the jack or tendon type. If necessary, e.g. for short tendons, compensation can be provided by appropriate procedures.

3.2.3 Other tendon force losses

In addition to friction and relaxation losses (see above), also concrete shrinkage and creep as well as a draw-in of the wedge during lock-off must be considered.

To calculate losses due to concrete shrinkage and creep, reference should be made to the technical documents and standards applicable to each project.

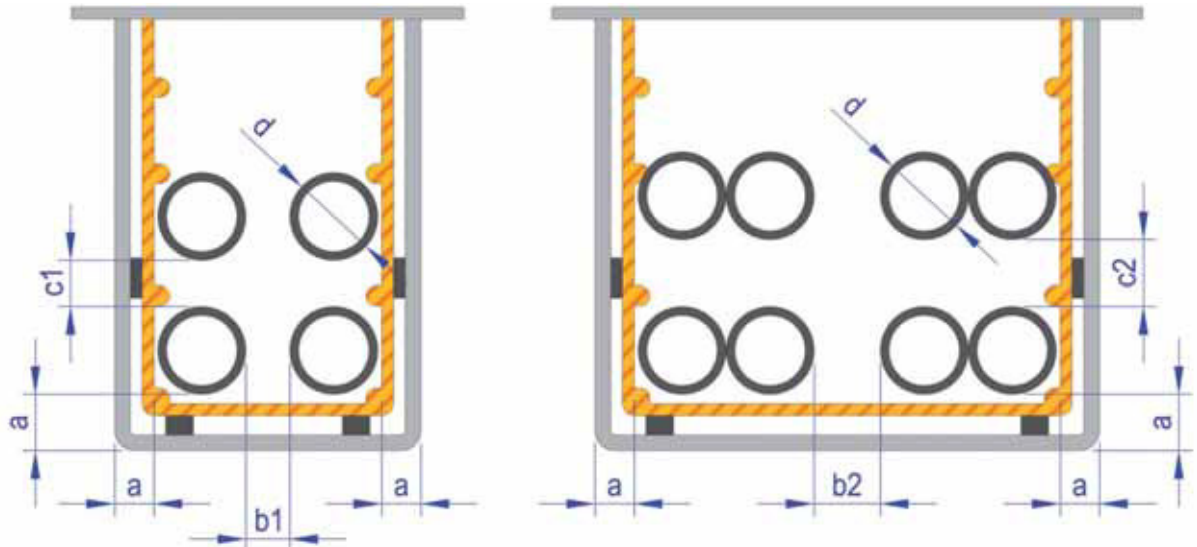
3.3 DUCT SPACING AND COVER

The cable layout patterns are dictated by the designer.

When detailing that cable layout, it is absolutely essential to consider the spacing of cables from

another, required cover, and radii of curvature. Usually the spacing and curvatures are laid down in standards, guidelines or national approvals. If not available, VSL recommends that the following guidance values be observed, these being minimum values:

Minimum spacing and cover of duct



Measurement (a)

- Precast elements, elements protected from bad weather, soft environmental conditions 30
- In general 40
- Severe environmental conditions 50

SPACING

- b1, c1 = 0.7 times diameter of the duct
- b2, c2 = 1.0 times diameter of the duct

3.4 SPACING OF THE SUPPORTS AND TOLERANCES

The spacing of the supports underneath the steel and plastic ducts must be 10 to 12 times the internal diameter of the duct. Kinks are not permitted.

The fastening fittings must be sufficiently robust and close enough so that the ducts and tendons will not exhibit displacements or deformations in excess of the allowed tolerances. For tolerances on cable positions reference should be made to applicable standards and recommendations.

Moreover, under all circumstances and in every direction, whenever a cable displays or potentially displays deviation in the vicinity of an edge of concrete which could lead to spalling of concrete cover, an offset with respect to the theoretical axis is only tolerated provided that equilibrium reinforcing bars have been provided over this zone.



Standard steel duct

In determining minimum spacings and concrete cover requirements for ducts, reference should be made to applicable standards and recommendations, see 3.3.



PT-PLUS® plastic duct with protection shell

VSL Protection shells are recommended to be fixed on the duct at tendon supports for tendon radii $R < 2 R_{min}$ (see under 4.2), and where ducts risk to be dented by closely placed rebars.

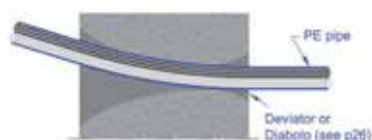
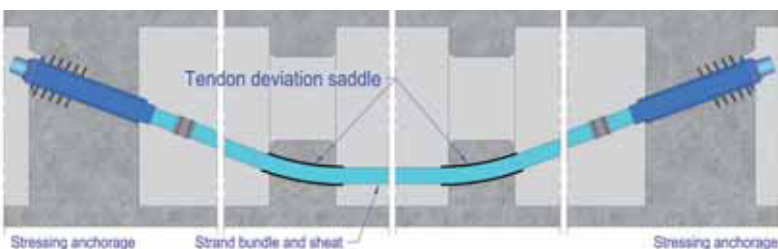
3.5 SADDLES FOR EXTERNAL TENDON

3.5.1 Saddles

Various solutions are used in practice. In most cases, saddles consist of a pre-bent steel tube cast into the surrounding concrete or attached to a steel structure by stiffening plates. The connection between the free tendon length and

the saddle must be carefully detailed in order not to damage the prestressing steel by sharp angular deviations during stressing and in service. It is also important that the protective sheath be properly joined. If tendon replacement is a design requirement, the saddle arrangement must be chosen accordingly.

3.5.2 Various saddle arrangements



PE pipe through bell-mouth deviator, from anchorage to anchorage (most common detail)



PE pipe through deviator pipe, from anchorage to anchorage



Deviation pipe protrudes from concrete at sufficient distance and is coupled to PE pipe

3.5.3 Minimum radius of tendon curvature for external tendons

Tendon unit		Minimum radius
0.5"	0.6"	
up to 5 - 12	6 - 7	2.00 m
up to 5 - 19	6 - 12	2.50 m
up to 5 - 31	6 - 22	3.00 m
up to 5 - 43	6 - 31	3.50 m
up to 5 - 55	6 - 37	4.00 m
up to	6 - 43	4.50 m
up to	6 - 55	5.00 m

- The values are equivalent to approximately $R_{min} (m) = (1.5 \text{ to } 1.3) \sqrt{F_{pk} [MN]} \geq 2.0 \text{ m}$

- They apply to smooth steel and HDPE pipe and assume a straight length on either side of the deviation.



4 - DESIGN REQUIREMENTS

4.1 ANCHORAGE ZONE REINFORCEMENT

The transfer of the prestressing forces from the anchorage into the concrete produces stresses which exceed the concrete strength and that must be withstood by special reinforcement. A distinction may be made between three types of reinforcement.

a) Local zone reinforcement in the immediate vicinity of the anchorage

For this purpose, spirals (helices) or appropriate orthogonal reinforcement are normally used. This reinforcement is considered as an integral component of the anchorage and its design lies within the field of responsibility of VSL. This

reinforcement is specified in approvals and it may only be changed upon approval by VSL. *The Anchorage data sheets show the required reinforcement for each anchorage.*

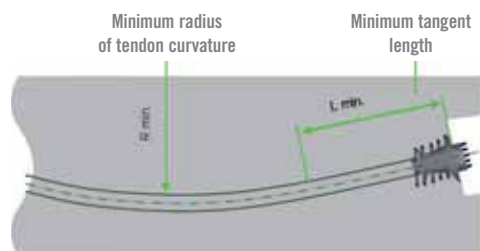
b) General zone of reinforcement for resisting the spreading of forces in the structure

This reinforcement is designed by the project designer. *Guidelines for its design can be found in VSL's report "Detailing for post-tensioning".*

c) Reinforcement for spalling forces near stress free edges

This reinforcement is designed by the project designer as part of the overall reinforcement of the structure.

4.2 MINIMUM RADIUS OF TENDON CURVATURE AND TANGENT LENGTH FOR INTERNAL TENDONS



$$R_{min} (m) = 3.0 \times \sqrt{F_{pk} [MN]} \geq 2.5 \text{ m}$$

$$L_{min} = 0.8 \text{ m for } F_{pk} \leq 2 \text{ MN}$$

$$= 1.0 \text{ m for } F_{pk} \geq 2 \text{ MN, } \leq 7 \text{ MN}$$

$$= 1.5 \text{ m for } F_{pk} \geq 7 \text{ MN}$$

$$R_{min} (m) = 2.50 \text{ m for unbonded tendons for 5-1 and 6-1}$$

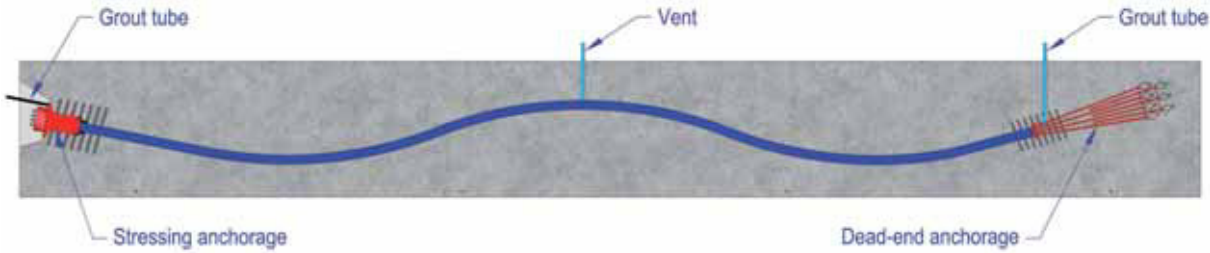
5 - INSTALLATION

5.1 ANCHORAGES

It is a requirement that the bearing plate / casting of anchorages are fixed perpendicular to the tendon axis.

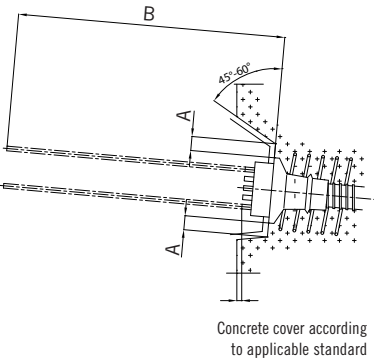
The block-out dimensions and clearance requirement as given under 5.3 should be followed. Departures from these data may be possible. Please contact VSL.

5.2 GROUT VENTS



Low point drains should only be foreseen where there is a risk of water freezing inside the duct and hence, drainage is required. As a general rule distance between grout vents should not exceed 100 m. They should have a range of spacing between vents in the order of 30 – 70 m.

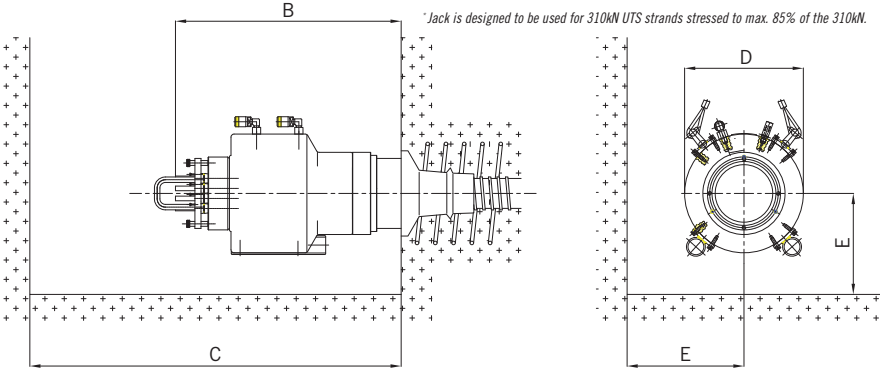
5.3 BLOCK-OUT DIMENSIONS AND CLEARANCE REQUIREMENTS



Jack type	A min.	B	C	D	E
ZPE-23FJ	—	300-360	1,200	116	90
ZPE-30	30	600	1,350	140	100
ZPE-3	30	500	1,000	200	150
ZPE-60	30	650	1,250	180	140
ZPE-7/A	30	650	1,400	300	200
ZPE-12/St2	50	520	1,100	310	200
ZPE-185*	50	620	1,220	300	180
ZPE-200	50	950	2,000	330	210
ZPE-19	50	700	1,500	390	250
ZPE-460/31	60	560	1,300	485	300
ZPE-500	80	950	2,000	585	330
ZPE-580*	80	860	1,620	500	280
ZPE-750	80	1,200	2,400	570	365
ZPE-980*	80	950	1,760	650	360
ZPE-1000	80	1,200	2,400	790	450
ZPE-1250	90	1,300	2,550	710	375
ZPE-1450*	90	1,010	1,850	770	420

* Jack is designed to be used for 310kN UTS strands stressed to max. 85% of the 310kN.

Dimensions in mm



5.4 STRESSING JACK DATA



Type I (ZPE-23FJ)



Type II (ZPE-460/31)



Type III (ZPE-1000)

Designation	ZPE-23FJ	ZPE-30	ZPE-3	ZPE-60	ZPE-7/A	ZPE-12/St2	ZPE-185*	ZPE-200	ZPE-19
Type	I	II	III	III	III	II	II	III	II
Length (mm)	830	720	475	615	700	610	600	1,170	730
Diameter (mm)	116	140	200	180	280	310	295	315	390
Stroke (mm)	200	250	160	250	160	100	100	300	100
Piston area (cm ²)	47.10	58.32	103.6	126.4	203.6	309.4	309.3	325.7	500.3
Capacity (kN)	230	320	500	632	1,064	1,850	1,856	2,000	2,900
(bar)	488	549	483	500	523	600	600	614	580
Weight (kg)	23	28	47	74	140	151	120	305	294
Used for 13mm/ 0.5" tendon types	5-1	5-1	5-2 5-3	5-2 to 5-4	5-6 5-7	5-12	5-7	5-12 5-19	5-18
Used for 15mm/ 0.6" tendon types	6-1	6-2	6-2	6-2 6-3	6-4	6-6 6-7	6-3 6-4 6-7	6-6 6-7	6-12

Designation	ZPE-460	ZPE-500	ZPE-580*	ZPE-750	ZPE-980*	ZPE-1000	ZPE-1250	ZPE-1450*
Type	II	III	II	II	II	III	II	II
Length (mm)	580	1,000	760	1,185	810	1,150	1,290	840
Diameter (mm)	485	550	500	520	645	790	620	765
Stroke (mm)	100	200	150	150	150	200	150	150
Piston area (cm ²)	804.0	894.6	961.7	1,247.0	1,652.3	1,809.5	2,168.0	2,436.9
Capacity (kN)	4,660	5,000	5,805	7,500	9,750	10,000	12,500	14,500
(bar)	580	559	610	601	590	553	577	595
Weight (kg)	435	1,064	460	1,100	800	2,340	1,730	1,250
Used for 13mm/ 0.5" tendon types	5-22 5-31	5-22 5-31	5-12 to 5-31	5-31 to 5-55		5-37 to 5-55	5-37	
Used for 15mm/ 0.6" tendon types	6-18 6-19	6-18 to 6-22	6-12 6-19 6-22	6-31 to 6-43	6-27 6-31 6-37	6-31 to 6-37	6-43 to 6-55	6-43 6-48 6-55

* Jack is designed to be used for 310kN UTS strands stressed to max. 85% of the 310kN.

VSL LOCATIONS



Headquarters

VSL International Ltd.
Sägestrasse 76
CH-3098 Köniz
Switzerland
Phone: +41 58 456 30 00
info@vsl.com

Americas /

ARGENTINA

VSL Sistemas Especiales de Construcción Argentina SA
BUENOS AIRES
Phone: +54 11 5272 87 52

BOLIVIA

Postensados de Bolivia
SAN MIGUEL, LA PAZ
Phone: +591 2 27 70 338

BRAZIL

VSL Brasil Construção e Recuperação Ltda
SÃO PAULO
Phone: +55 113 521 7153/4

CANADA

CIT Stronghold Canada
TORONTO
Phone: +1 416 477 1042

CHILE

VSL Sistemas Especiales de Construcción S.A.
SANTIAGO
Phone: +56 2 571 67 00

COLOMBIA

Sistemas Especiales de Construcción S.A.S
BOGOTA
Phone: +57 1 226 6230

MEXICO

VSL Corporation Mexico S.A de C.V
MEXICO
Phone: +52 55 55 11 20 36

PERU

Sistemas Especiales de Construcción Peru S.A.
LIMA
Phone: +51 1 349 38 38

VSL Peru

LIMA
Phone: +51 1 713 98 32

UNITED STATES OF AMERICA

VStructural LLC
BALTIMORE, MD
Phone: +1 410 850 7000

Africa /

EGYPT

VSL Egypt
CAIRO
Phone: +20 2 344 19 00

SOUTH AFRICA

VSL Construction Solutions (Pty) Ltd
JOHANNESBURG
Phone: +27 11 878 6820

TUNISIA

VSL Tunisia
TUNIS
Phone: +216 70 72 84 73

Europe /

AUSTRIA

Grund-Pfahl- und Sonderbau GmbH
HIMBERG
Phone: +43 2235 87 777

CZECH REPUBLIC

VSL Systems (CZ) Sro
PRAGUE
Phone: +420 2 51 09 16 80

FRANCE

VSL France S.A. (Bouygues TPRF)
LABÈGE
Phone: +33 5 33 65 96 59

GERMANY

VSL Systems GmbH
BERLIN
Phone: +49 172 313 22 33

NETHERLANDS

Heijmans Beton-en Waterbouw B.V.
ROSMALEN
Phone: +31 73 543 66 02

NORWAY

Spennarmering Norge AS
RUD
Phone: +47 98 21 02 31

POLAND

VSL Polska Sp. z o.o
WARSAWA
Phone: +48 22849 22 09

PORTUGAL

VSL Sistemas Portugal SA
PAÇO DE ARCOS
Phone: +351 21 445 83 10

Delegação Norte

VILA NOVA DE GAIA
Phone: +351 22 371 18 80

SPAIN

VSL Construction Systems SA
BARCELONA
Phone: +34 93 289 23 30

SWEDEN

Internordisk Spännarmering AB
VÄSTERHANINGE
Phone: +46 10 448 11 42

SWITZERLAND

VSL (Switzerland) Ltd.
SUBINGEN
Phone: +41 58 456 30 30
SAINT LEGIER
Phone: +41 58 456 30 00

TURKEY

Mega Yapi Construction & Trade Co. Ltd
ANKARA
Phone: +90 312 490 90 66

UNITED KINGDOM

VSL System (UK) Ltd.
LUTON
Phone: +44 148 040 4401

VSL Infrastructure Protection Ltd.

LONDON

Phone: +44 207 803 3614

SINGAPORE

Phone: +65 65 59 12 22

SYDNEY

Phone: +61 2 94 84 5944

Middle East /

SULTANATE OF OMAN

VSL Muscat LLC
MUSCAT
Phone: +971 4 885 7225

UNITED ARAB EMIRATES

VSL Middle East LLC
DUBAI, UAE
Phone: +971 4 885 7225

DOHA, QATAR

Phone: +974 44 052 444

Asia /

BRUNEI

VSL Systems (B) Sdn. Bhd.
BRUNEI DARUSSALAM
Phone: +673 2 380 153 / 381 827

CHINA PRC

VSL Engineering Corp., Ltd.
(China)
HEFEI
Phone: +86 551 382 29 18

HONG KONG

VSL Hong Kong Ltd.
CHAI WAN
Phone: +852 2590 22 88

INDIA

VSL India Private Ltd.
CHENNAI
Phone: +91 44 4225 11 11

INDONESIA

PT VSL Indonesia
JAKARTA
Phone: +62 21 570 07 86

JAPAN

VSL Japan Corporation
TOKYO
Phone: +81 3 3346 8913

KOREA

VSL Korea Co. Ltd.
SEOUL
Phone: +82 2 553 8200

MALAYSIA

VSL Engineers (M) Sdn. Bhd.
KUALA LUMPUR
Phone: +603 7981 47 42

PHILIPPINES

VSL Philippines Inc.
MANDALUYONG CITY
Phone: +632 722 1703

SINGAPORE

VSL Singapore Pte. Ltd.
SINGAPORE
Phone: +65 6559 12 22

TAIWAN

VSL Taiwan Ltd.
TAIPEI
Phone: +886 2 2759 6819

THAILAND

VSL (Thailand) Co. Ltd.
BANGKOK
Phone: +66 2 679 76 15 - 19

VIETNAM

VSL Vietnam Ltd.
HANOI
Phone: +84 4 3976 5088

HO CHI MINH CITY

Phone: +84 8 810 6817

Australia /

VSL Australia Pty. Ltd.

NEW SOUTH WALES
Phone: +61 2 9484 5944

QUEENSLAND

Phone: +61 7 3265 64 00

VICTORIA

Phone: +61 3 979 503 66

SOUTH AUSTRALIA

Phone: +61 8 8252 1900

TASMANIA

Phone: +61 3 6249 3044

PERTH

Phone: +61 8 9419 1119

Intrafor Hong Kong Ltd.

CHAI WAN, HONG KONG
Phone: +852 2836 31 12

DUBAI, UAE

Phone: +971 4 885 7225

FT Laboratories Ltd.

PING CHE, HONG KONG
Phone: +852 2758 48 61

VSL Offshore Pte Ltd.

SINGAPORE
Phone: +65 65 59 13 05

Copyright 03/2013, VSL International Ltd.
Printed in France – patented.

The information set forth in this brochure including technical and engineering data is presented for general information only. While every effort has been made to insure its accuracy, this information should not be used or relied upon for any specific application without independent professional examination and verification of its accuracy, suitability and applicability. Anyone using this material assumes any and all liability resulting from such use. VSL disclaims any and all express or implied warranties of merchantability fitness for any general or particular purpose or freedom from infringement of any patent, trademark, or copyright in regard to the information or products contained or referred to herein. Nothing herein contained shall be construed as granting a license, express or implied under any patents.

Anexo 3 – Catálogo de Pré-esforço DYWIDAG

DYWIDAG Prestressing Systems using Bars



ETA Approvals 4

System description 5

Prestressing Bars / Technical Data 6

System overview..... 7

Overview of anchorages 8

Applications..... 9

Overview of bonded bar tendons 10

Overview of unbonded and external bar tendons 11

Geometrical characteristics of accessories 12

Installation 13

Stressing and grouting..... 14

Equipment for stressing and grouting 15





Construction products with an European Technical Approval (ETA) meet all essential demands given in the Construction Products Directive (CPD). The ETA holder is authorized to apply the CE-marking (Conformité Européenne) on his product. The CE-marking certifies the conformity with the technical specification and is the basis for the free movement of goods within the EU member states. DSI is proud to have European Technical Approvals for its PT-systems with bars, bonded strands and unbonded strands.



System Description



Typical Coupling, Uhlavu Bridge, Pilsen, Czech Republic

DYWIDAG Prestressing Systems are world renowned for reliability and performance, most suitable for all applications in post-tensioned and prestressed constructions. They embrace the whole spectrum from bridge construction, buildings, to civil applications, above and underground.

The first ever structure built with a prototype DYWIDAG Post-Tensioning System using bars was the arch-bridge Alsleben (Germany) in 1927. From that time on DYWIDAG has continuously improved its systems to keep up with the growing demand of modern construction technology. In addition to the traditional post-tensioning system using bars, that is mainly geared towards geotechnical applications, building rehabilitation and strengthening, DSI offers a complete product line in strand prestressing (bonded, unbonded and external) as well as stay-cables being able to fully serve the post-tensioning construction. DYWIDAG Prestressing Systems have always combined highest safety and reliability standards with most economical efficiency in their research and development. Dependable corrosion protection methods of the DYWIDAG Prestressing Systems contribute to the longevity of modern construction. High fatigue resistance is achieved with optimized material selection and cautious detailing of all the components especially in their system assembly.

The post-tensioning system for the prestressing of structures with bars (internal bonded, unbonded and external tendons) is regulated in European Technical Approval ETA-05/0123. This ETA can be downloaded at: <http://www.dywidadg-systems.com/emea/downloads/dsi-approvals/european-approvals.html>

Ground anchors of up to 47 mm are provided for geotechnical applications. Additionally, DSI USA provides DYWIDAG Prestressing Systems with 65 and 75 mm threadbars.

Internal bar tendons are mainly used in concrete, composite and masonry structures. Internal unbonded and external bar tendons are used for concrete, composite, steel, timber and masonry structures. Typical applications are transversal prestressing, strengthening of bridges, rehabilitations, connection elements for steel structures and machines and temporary applications.



Uhlavu Bridge, Pilsen, Czech Republic

Advantages and Characteristics

- Easy system handling
- Robust design
- Flexible transport length due to couplers
- Also applicable for (very) short tendons due to little slip
- Used in new structures and for strengthening of existing structures
- Suitable as longitudinal or transversal tendons
- Usable as shear reinforcement
- Usable as straight or curved tendons
- Can be used as hangers for concrete or steel arch bridges
- Usable for the temporary or permanent connection of precast concrete elements
- Many combination of any structural material are possible (such as steel with concrete)
- Preassembled unbonded or external tendons with permanent corrosion protection are available

Prestressing Bars and Technical Data

General

The prestressing bars are hot-rolled, tempered from the rolling heat, stretched and annealed, with a circular cross section.

The bars are of prestressing steel Y 1050 H according to prEN 10138-4.

The threadbars and plain bars are available in mill length up 18 m and may be cut to specified lengths before shipment to the jobsite.

Threadbars

Threadbars are available in diameters 17.5, 26.5, 32, 36, 40 and 47 mm.

The threadbars feature continuous hot-rolled ribs providing a right-handed thread along the entire length.

The threadbar can be cut anywhere and is threadable without further preparation.

The threadbars are specified by nominal diameter and WR, e.g. 26 WR



Plain bars

Plain bars are available in diameters 32 and 36 mm.

Both ends of a plain bar cut to the length specified in the project are provided with special cold-rolled threads.

The thread lengths are manufactured in the shop according to the specifications of the project.

The plain bars are specified by nominal diameter and WS, e.g. 32 WS.



Technical data

Designation			THREADBAR®						Plain bar	
			18 WR	26 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR	32 WS	36 WS
Nominal diameter	d_s	[mm]	17.5	26.5	32	36	40	47	32	36
Cross section area	S_n	[mm ²]	241	552	804	1,018	1,257	1,735	804	1,018
Nominal mass per metre ¹	M	[kg/m]	1.96	4.48	6.53	8.27	10.20	14.10	6.31	7.99
Pitch	c	[mm]	8	13	16	18	20	21	3	3
Characteristic breaking load	F_m	[kN]	255	580	845	1,070	1,320	1,820	845	1,070
Max. initial stressing force ² $P_{m0,max} = S_n \times 0.8 \times f_{p,k}$		[kN]	204	464	676	856	1,056	1,457	676	856
Max. overstressing force ³ $P_{o,max} = S_n \times 0.95 \times f_{p0.1k}$		[kN]	219	499	722	912	1,131	1,566	722	912

¹The nominal mass per metre includes 3.5% not load bearing portion of ribs.

²The given values are maximum values according to Eurocode 2, i.e. $\min(k_1 \times f_{pk}, k_2 \times f_{p0.1k})$ applies. The fulfillment of the stabilization criteria and the requirements for cracks width in the load transfer tests were verified at $0.8 \times F_{pk}$.

$F_{pk} = S_n \times f_{pk}$

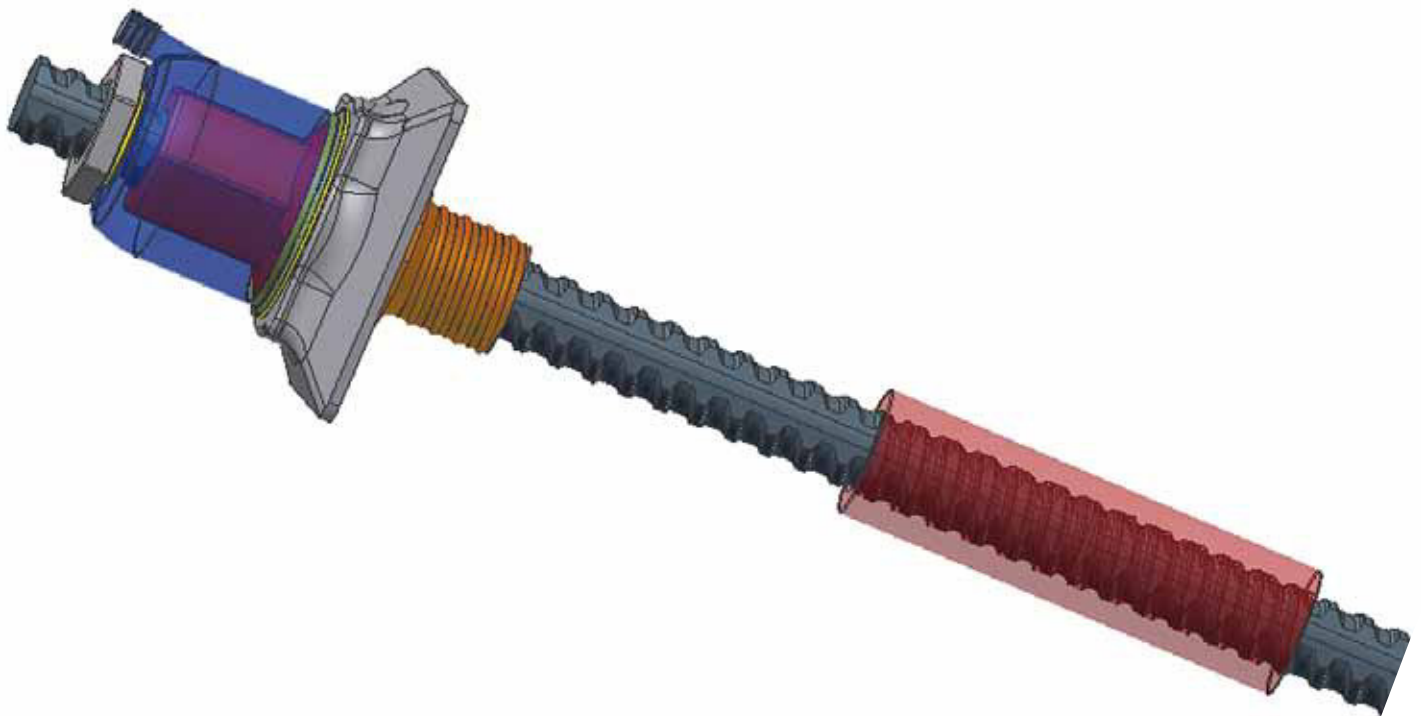
$F_{p0.1k} = S_n \times f_{p0.1k}$

³Overstressing is permitted if the force in the prestressing jack can be measured to an accuracy of $\pm 5\%$ of the final value of the prestressing force.

System Overview

Available tendons	Anchor plate	18 WR	26 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR	32 WS	36 WS
Bonded bar tendon with QR-plate anchorage with additional reinforcement	2074		■	■	■	■			■
Bonded bar tendon with small solid rectangular plate anchorage with additional reinforcement	2076	■	■	■	■	■	■	■	■
Bonded bar tendon with QR-plate anchorage without additional reinforcement	2074		■	■	■	■			■
Bonded bar tendon with small solid rectangular plate anchorage without additional reinforcement	2076	■	■	■	■	■	■	■	■
Bonded bar tendon with small solid square plate anchorage without additional reinforcement	2011	■	■	■	■	■	■	■	■
Bonded bar tendon with solid rectangular plate anchorage with additional reinforcement	2012	■	■	■	■	■	■	■	■
Unbonded and external bar tendon with solid square plate anchorage without additional reinforcement	2011	■	■	■	■	■	■	■	■
Unbonded and external bar tendon with solid rectangular plate anchorage with additional reinforcement	2012	■	■	■	■	■	■	■	■

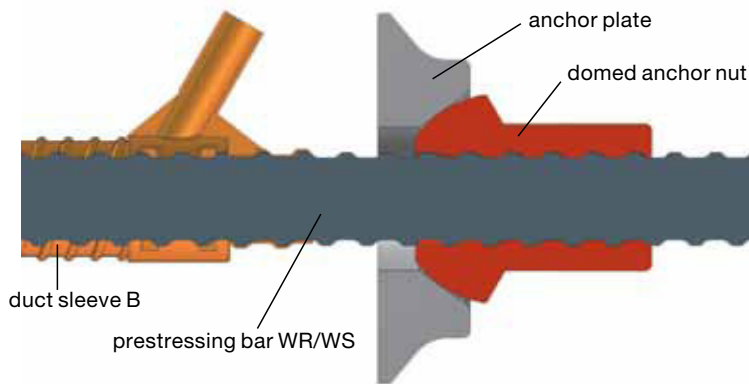
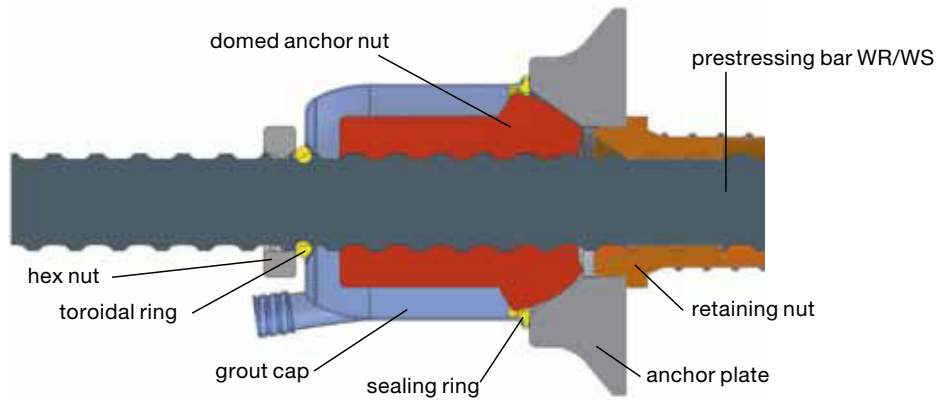
⁴ Hex nuts 2002 are not included in ETA-05/0123.



Overview of Anchorages

Stressing anchorage, bonded

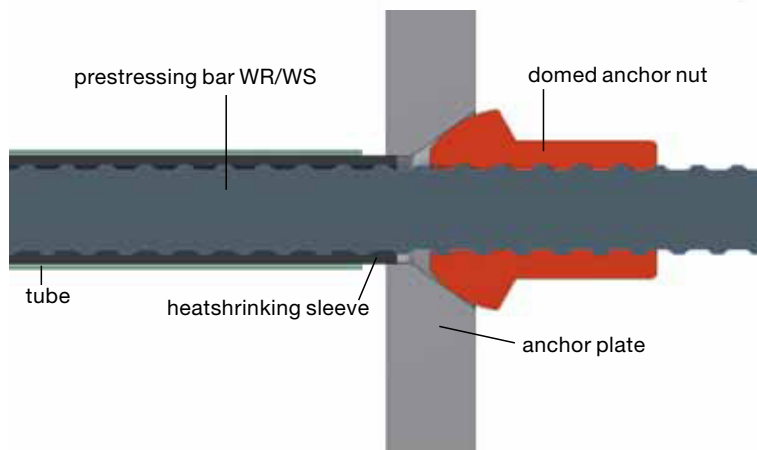
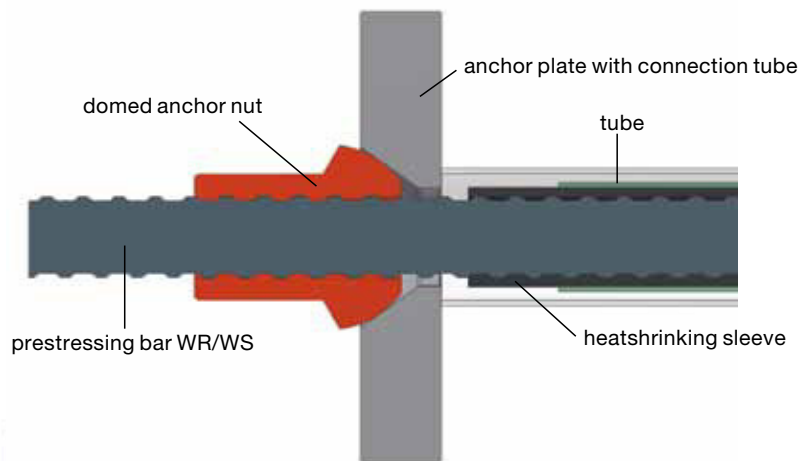
The bar is fixed with the domed anchor nut and the retaining nut to the anchorage plate and this latter will be fixed to the scaffolding. The retaining nut provides the connection to the duct. Grouting is performed through the grout cap, the domed anchor nut with the three grout slots and the retaining nut.



Fixed anchorage, bonded

The fixed anchorage is mostly completely embedded in the concrete. The domed anchor nut is tack welded perpendicularly onto the anchor plate. The duct sleeve B ends directly at the anchor plate the duct will be injected respectively vented there. A fixed anchorage can be designed as a stressing anchorage; the required bar-over length for the stressing can be dispensed.

Stressing anchorage, unbonded
Against water intrusion in the anchorage region a connection tube is welded to the anchor plate for bridging of a gap behind the anchor plate. Different corrosion protection systems are available.



Fixed anchorage, unbonded

The fixed anchorage is mostly completely embedded in the concrete. The domed anchor nut is tack welded perpendicularly onto the anchor plate. The prestressing bar will be provided with the respective corrosion protection. The fixed anchorage can be carried out as an unbonded stressing anchorage, too.

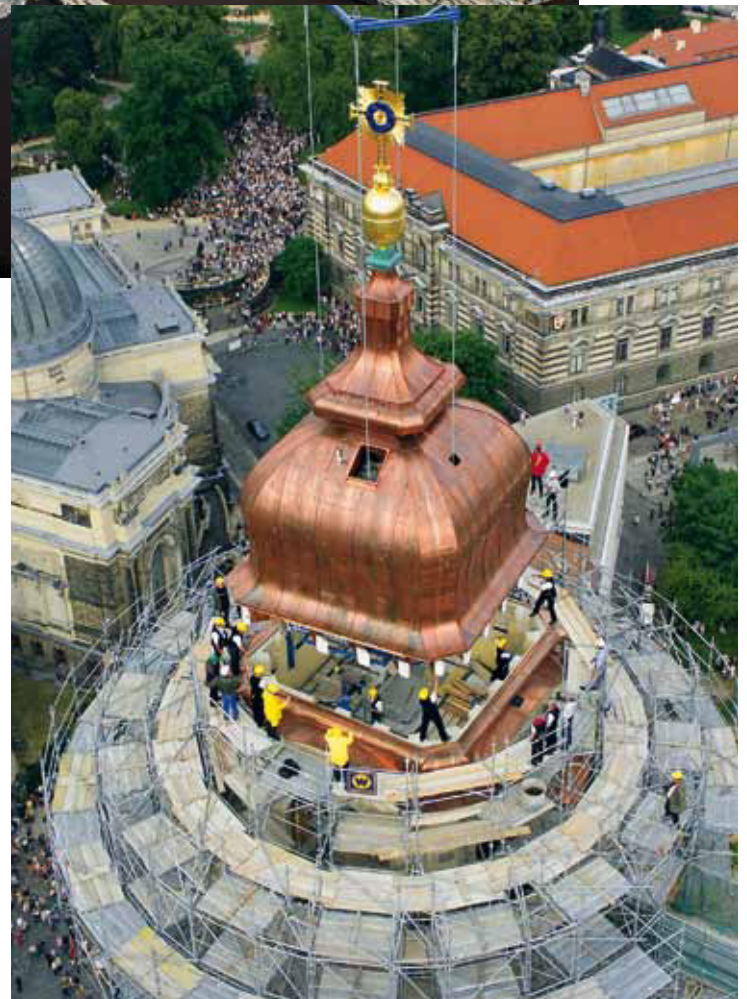
Applications

Prestressing bar tendons can be used at new structures and for strengthening of existing structures, as longitudinal or transversal tendons, as shear reinforcement, straight or curved, as hangers at concrete or steel arch bridges, for temporary or permanent

connections of precast concrete elements, fixations of concrete to concrete, new concrete to old concrete, steel to concrete, concrete to masonry or any combination of members made of any structural material.



Grand-Mère Generating Station, Canada

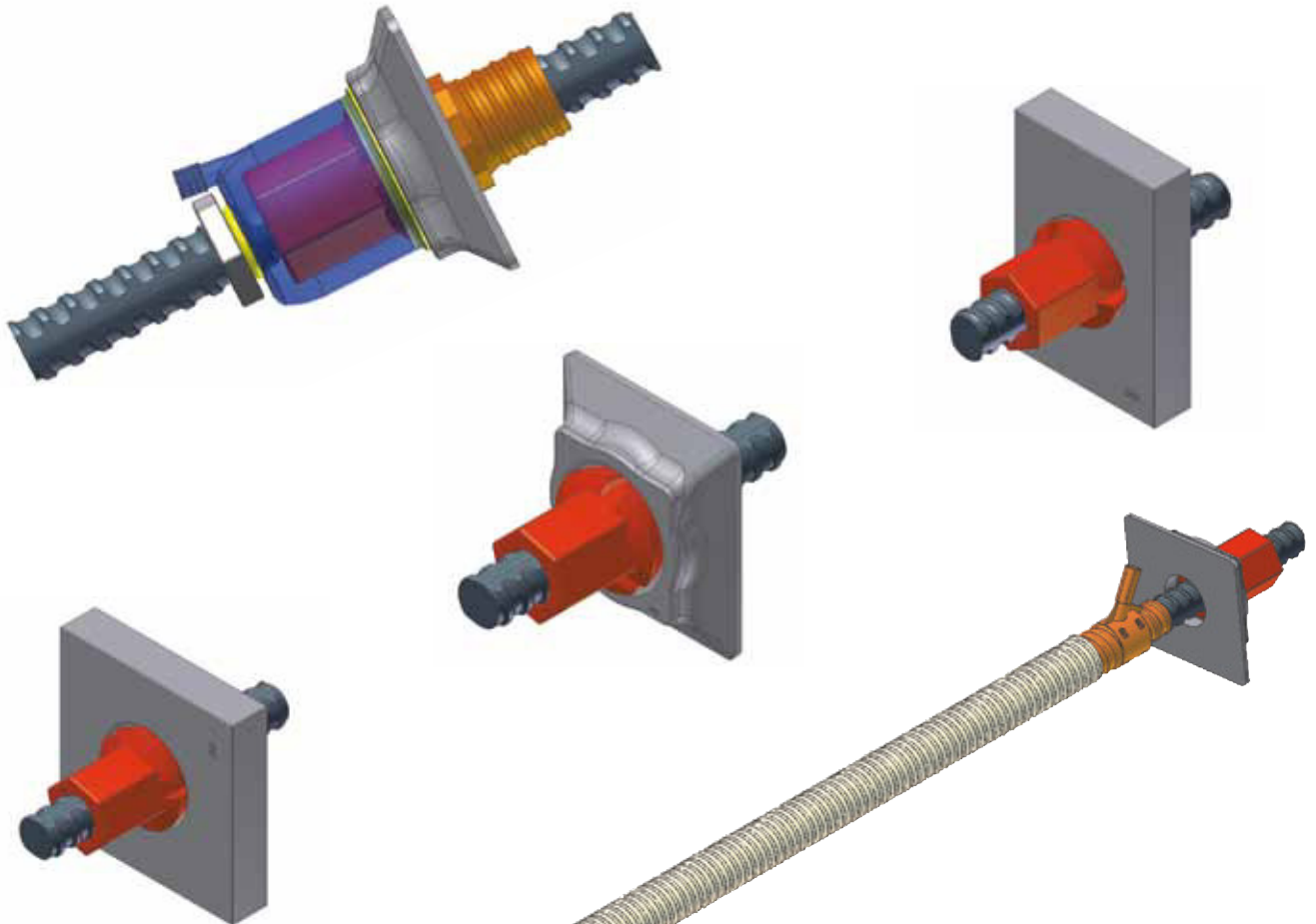


Church of Our Lady, Germany

Overview Bonded Bar Tendons

Bonded bar tendons are embedded in concrete. The corrosion protection of the prestressing steel and the bond with the structural concrete is provided by grout injected in the ducts.

A bonded tendon is intended to be used for concrete, composite and masonry structures.



Bonded bar tendon, design QR-plate, square and rectangular solid plates

Overview Unbonded and External Bar Tendons

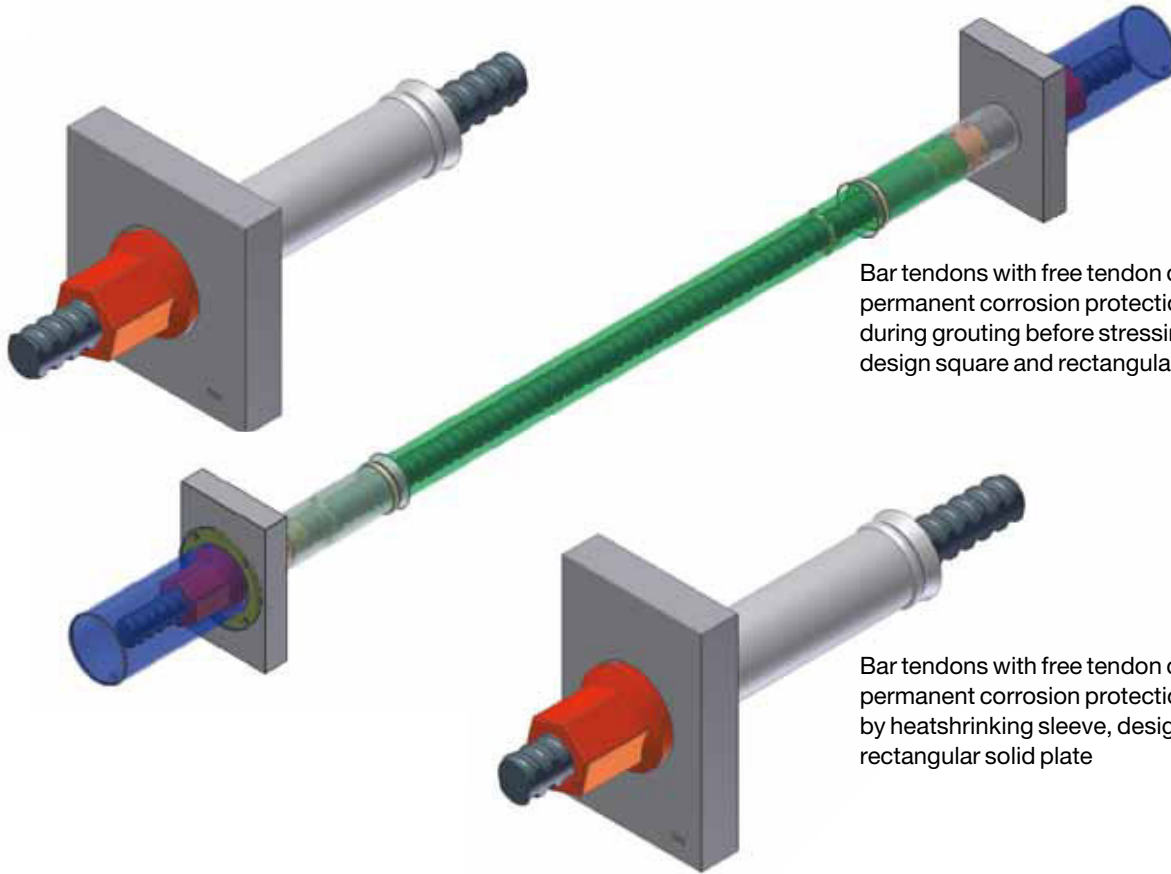
Unbonded and external bar tendons are installed either inside or outside the cross section of the structure. For corrosion protection various systems are available, all of which do not bond with the structure. The tendons may be

restressed at any time and depending on the tendon type, they can also be removed or exchanged.

Internal unbonded and external tendons are intended to be used for concrete,

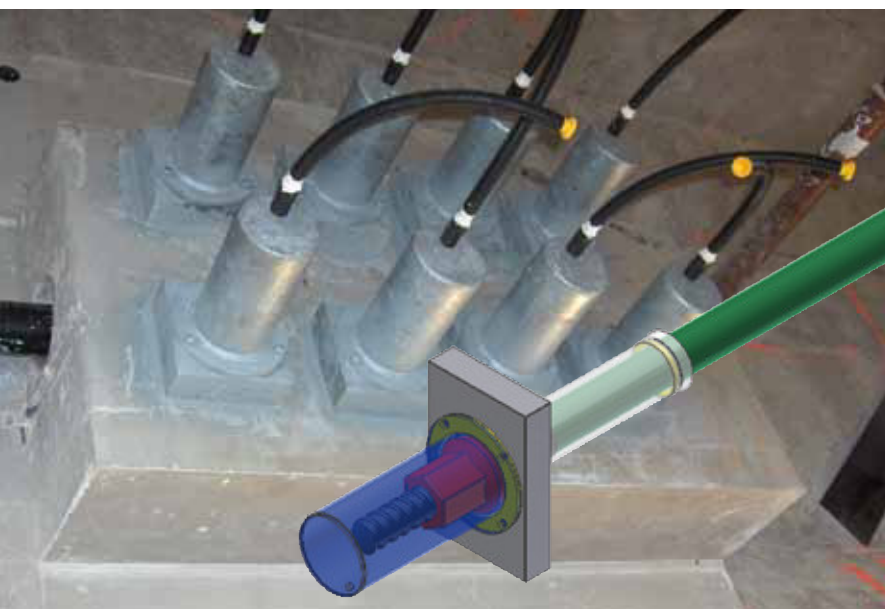
composite, steel, timber and masonry structures.

The corrosion protection of unbonded and external tendons depends on an environmental conditions and service time.



Bar tendons with free tendon duct, permanent corrosion protection executed during grouting before stressing, design square and rectangular solid plates

Bar tendons with free tendon duct, permanent corrosion protection executed by heatshrinking sleeve, design square and rectangular solid plate



Overview of Corrosion Protection Systems

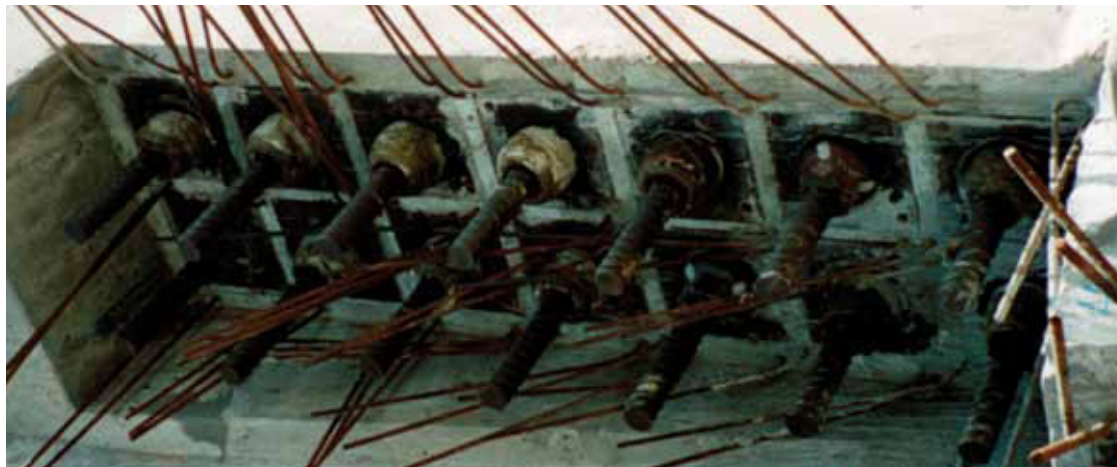
Corrosion protection for	Temporary corrosion protection ≤ 3 years	Tendon <u>with</u> free tendon duct				Tendon <u>without</u> free tendon duct	
		Permanent corrosion protection				Permanent corrosion protection	
Threadbar Plain bar	coating	grouting with cement grout before stressing (installation)	grouting with cement grout after stressing	heatshrinking sleeve or corrosion protection tape	corrosion protection compound	heatshrinking sleeve or corrosion protection tape	corrosion protection compound
	coating acc. to EN ISO 12944-5 with protection tube (PE)	cement grout with protection tube (PE or steel)	cement grout with protection tube (PE or steel)	heatshrinking sleeve or corrosion protection tape with protection tube (PE or steel)	protection tube (PE), void grout with corrosion protection compound	heatshrinking sleeve or corrosion protection tape with protection tube (PE or steel)	corrosion protection tape with protection tube (PE)
Anchorage, range of connection tube	corrosion protection compound or tape	sealing ring plus corrosion protection compound tape	sealing ring plus grout	sealing ring or heatshrinking sleeve plus corrosion protection compound or tape	sealing ring or heatshrinking sleeve plus corrosion protection compound	sealing ring or heatshrinking sleeve plus corrosion protection compound or tape	sealing ring or heatshrinking sleeve plus corrosion protection compound
Anchorage, range of anchor nut	corrosion protection compound or tape	corrosion protection compound or tape or grout	corrosion protection compound or tape or grout	corrosion protection compound or tape	corrosion protection compound	corrosion protection compound or tape	corrosion protection compound
	cap, PE or steel	cap, PE or steel				cap, PE or steel	
Coupler	heatshrinking sleeve	tubes (PE or steel) with transition pieces, sealed with heatshrinking sleeve or tape, filled with corrosion protection compound or tape or grout				tube with transition pieces, filled with corrosion protection compound	



Overview of Tensioning Jacks for Prestressing Tendons

Bar designation	THREADBAR®						Plain bar	
	18 WR	26 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR	32 WS	36 WS
60 Mp	x	x	x ¹				x ¹	
110 Mp		x	x	x	x		x	x
200 Mp						x		

¹ stressing force limited to 625 kN max.



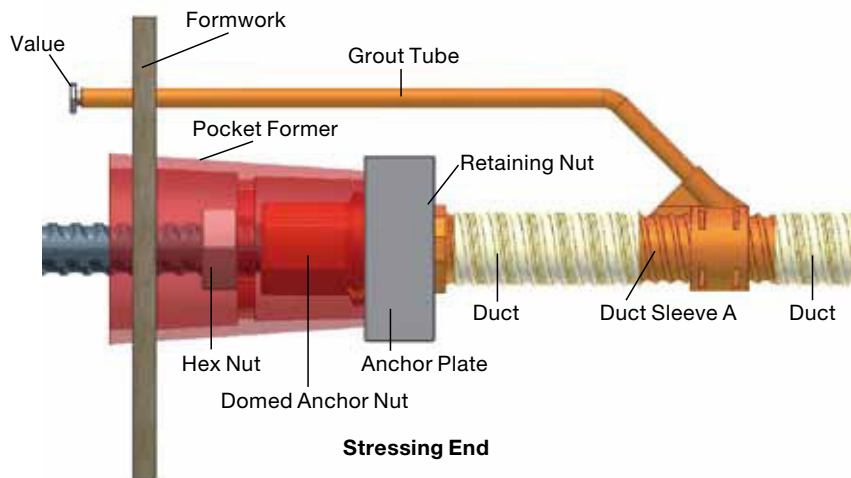
Geometrical Characteristics of Accessories

Bar designation				THREADBAR®						Plain bar	
				18 WR	26 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR	32 WS	36 WS
Domed Anchor Nut	2099	length	[mm]	55	75	90	100	115	135	46	60
		width across flat	[mm]	36	50	60	65	70	80	55	65
Hex nut ⁴	2002	length	[mm]	60	80	90	110	120	140	55	80
		width across flat	[mm]	41	46	55	60	70	80	55	60
Coupler (Standard)	3003	length	[mm]	100	170	200	210	245	270	110	160
		outside diameter	[mm]	36	50	60	68	70	83	60	68
Square Solid Plate	2011	width	[mm]	110	150	180	200	220	260	180	200
		length	[mm]	110	150	180	200	220	260	180	200
		thickness	[mm]	25	35	40	45	45	50	40	45
Rectangular Solid Plate (Unbonded and Bonded)	2012	width	[mm]	100	130	140	150	160	200	140	150
		length	[mm]	130	150	180	220	250	280	180	220
		thickness	[mm]	30	35	40	50	60	60	40	50
Rectangular Solid Plate (Bonded)	2076	width	[mm]	80	120	140	160	180	210	140	160
		length	[mm]	90	130	165	180	195	235	165	180
		thickness	[mm]	25	30	35	40	45	55	35	40
QR-Plate	2074	width	[mm]	-	120	140	160	180	-	-	160
		length	[mm]	-	130	165	180	195	-	-	180
		thickness	[mm]	-	30	35	40	45	-	-	40
Corrugated Duct	4061	internal diameter	[mm]	25	38	44	51	55	65	44	51
		outside diameter	[mm]	30	43	49	56	60	70	49	56
Minimum Bar Protrusion at stressing anchorage			[mm]	60	75	90	100	115	135	46	60

⁴ Hex nuts 2002 are not included in ETA-05/0123.

Installation

DYWIDAG-Systems International offers a full line of special installation accessories to facilitate field assembly and installation. Installation shall be carried out by properly trained and experienced personnel. Tendons can be delivered to the jobsite prefabricated when desired (e.g. unbonded bar tendon), too.



In the area of anchorage adequate space shall be accomplished through a pocket former assembled at the formwork before concreting in order to put on the jack and for the grout cap.



Jeju Port Extension, South Korea

Woodrow Wilson Bridge, Washington, D.C., USA

Stressing and Grouting

The small, light and conveniently operated DYWIDAG-Systems International jacks facilitate the stressing operation. Heavy lifting aids are generally not necessary.

The jack is pushed over a pull rod coupler that is threaded onto the bar protrusion behind the domed anchor nut. The jack is then fixed with a pulling nut.

The tension load is hydraulically transferred. The domed anchor nut is tightened by an internal wrench. The bar 47 WR has a specially equipped stressing jack.

Stressing notes

Straight tendons are generally stressed from one end only. In order to reduce friction losses (especially in draped tendons) it is recommended to stress from both sides.

The prestressing load can be adjusted up and down at any given time until the tendon is fully grouted by simply reinstalling the jack. This allows partially stressing. Several controls during and after the stressing operation check the effective stressing load:

- bar protrusion at the anchorage before and after stressing to evaluate the effective elongation
- counter control for elongation during stressing operation
- gauge control for hydraulic pressure

To comply with exceptional high demands on accuracy for example on very short tendons special accessories can be applied to minimize the influence of alignment tolerances.



Grouting

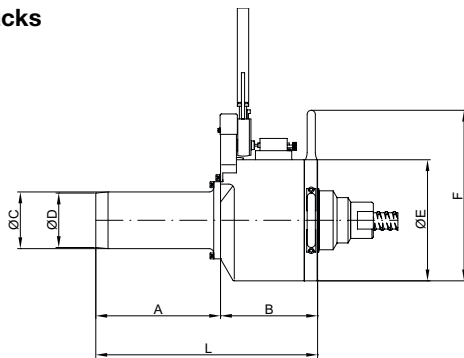
The durability of bonded post-tensioned construction depends to a great degree on the success of the grouting operation. The hardened cement grout provides bond between concrete and tensile elements as well as primary long term corrosion protection (alkaline medium) for the prestressing steel.

DYWIDAG-Systems International has developed a grouting operation that is based on highly plasticized grout with thixotropic properties, and utilizes durable grouting equipment. Advanced methods such as pressure grouting, post-grouting and vacuum grouting are all results of many years of development.

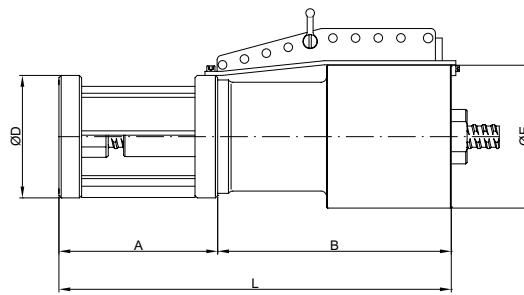
Grouting is always done from a low-point of the tendon. This can be one of the anchorages with a grout cap with grout inlet or along the tendon utilizing an intermediate grout saddle. All grouting components are threaded for easy, fast and proper connection.

Equipment for Stressing and Grouting

Tensioning jacks



Tensioning jack 110 Mp/60 Mp



Tensioning jack HOZ 200 Mp

Dimensions (for Block-Out design)

Tensioning jacks	L	Ø E	stroke	piston area Ak	capacity	max. piston pressure	weight	A	B	Ø C	Ø D	F
	[mm]	[mm]	[mm]	[cm²]	[kN]	[bar]	[kg]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
60 Mp Series 04	401	190	50	132.5	625	50	36	225	176	3)	3)	300
60 Mp Series 05	456	190	100	132.5	625	50	44	225	231	3)	3)	300
110 Mp Series 01	494	267	50	235.6	1,100	50	46	275	219	4)	4)	375
110 Mp Series 03	594	267	150	235.6	1,100	50	54	275	319	4)	4)	375
200 Mp	865	315	150	361.3	2,000	60	172	350	515	-	270	-

Ø C Ø D for type of bar

	Ø C	Ø D	for type of bar
	[mm]	[mm]	
3)	105	106	18 WR, 26 WR, 32 WS
	135	114	32 WR
4)	122	106	26 WR
	125	110	32 WS
	125	120	32 WR, 36 WR/WS
	134	134	40 WR

Hydraulic pumps

Hydraulic pumpsTensioning jacks

	60 Mp	110 Mp	200 Mp
77-193 A	■	■	
R 3.0 V	■	■	
R 6.4	■	■	■



Pump Type 77-193 A



Pump Type R 6.4

Pump type	max. operating pressure	oil flow rate	usable oil capacity	weight with oil ¹	dimensions L x W x H
	[bar]	[l/min]	[l]	[kg]	[mm]
77-193 A	600	3.0	10	63	420x380x480
R 3.0 V	600	3.0	13	98	600x390x750
R 6.4	600	6.4	70	310	1,400x700x1,100

1) Hydraulic pumps will be supplied without oil.

Grouting equipment (mixing and pumping)

Grouting equipment	max. injection pressure	capacity	weight	dimensions L x W x H
	[bar]	[l/h]	[kg]	[mm]
MP 2000-5	15	420	300	2,000x950x1,600



Mixer MP 2000-5

Austria

DYWIDAG-Systems
International GmbH
Alfred-Wagner-Strasse 1
4061 Pasching/Linz, Austria
Phone +43-7229-61 04 90
Fax +43-7229-61 04 980
E-mail office@dywidag-systems.at
www.dywidag-systems.at

France

DSI-Artéon
Rue de la Craz
Z.I. des Chartinières
01120 Dagneux
France
Phone +33-4-78 79 27 82
Fax +33-4-78 79 01 56
E-mail dsi.france@dywidag.fr
www.dywidag-systems.fr

Germany

DYWIDAG-Systems
International GmbH
Schuetzenstrasse 20
14641 Nauen, Germany
Phone +49 3321 44 18 0
Fax +49 3321 44 18 18
E-mail suspa@dywidag-systems.com

DYWIDAG-Systems
International GmbH
Max-Planck-Ring 1
40764 Langenfeld, Germany
Phone +49 2173 79 02 0
Fax +49 2173 79 02 20
E-mail suspa@dywidag-systems.com
www.dywidag-systems.de

DYWIDAG-Systems
International GmbH
Germanenstrasse 8
86343 Koenigsbrunn, Germany
Phone +49 8231 96 07 0
Fax +49 8231 96 07 10
E-mail geotechnik@dywidag-systems.com
www.dywidag-systems.de

DYWIDAG-Systems
International GmbH
Siemensstrasse 8
85716 Unterschleissheim, Germany
Phone +49-89-30 90 50-100
Fax +49-89-30 90 50-120
E-mail dsihv@dywidag-systems.com
www.dywidag-systems.com

Italy

DYWIT S.P.A.
Viale Europa 72 Strada A 7/9
20090 Cusago (MI), Italy
Phone +39-02-901 65 71
Fax +39-02-901 65 73 01
E-mail info@dywit.it
www.dywit.it

Netherlands

DYWIDAG-Systems
International B.V.
Veilingweg 2
5301 KM Zaltbommel, Netherlands
Phone +31-418-57 89 22
Fax +31-418-51 30 12
E-mail email@dsi-nl.nl
www.dywidag-systems.com

Poland

DYWIDAG-SYSTEMS
INTERNATIONAL Sp. z o.o.
ul. Przywidzka 4/68
80-174 Gdansk, Poland
Phone +48-58-300 13 53
Fax +48-58-300 13 54
E-mail dsi-polska@dywidag-systems.com
www.dywidag-systems.pl

Portugal

DYWIDAG SISTEMAS
CONSTRUCTIVOS, SA
Rua D. Manuel I, n.º24 A
Quinta da Parreirinha
2695-003 Bobadela (Loures), Portugal
Phone +351-21-89 22 890
Fax +351-21-89 22 899
E-mail dywidag@dywidag-sistemas.com

Spain

DYWIDAG SISTEMAS
CONSTRUCTIVOS, S.A.
Avd/de la Industria, 4
Pol. Ind. la Cantuena
28947 Fuenlabrada (Madrid), Spain
Phone +34-91-642 20 72
Fax +34-91-642 27 10
E-mail dywidag@dywidag-sistemas.com
www.dywidag-sistemas.com

United Kingdom

DYWIDAG-Systems
International Ltd.
Northfield Road
Southam, Warwickshire
CV47 0FG, Great Britain
Phone +44-1926-81 39 80
Fax +44-1926-81 38 17
E-mail sales@dywidag.co.uk
www.dywidag.co.uk


Please note:

This brochure serves basic information purposes only. Technical data and information provided herein shall be considered non-binding and may be subject to change without notice. We do not assume any liability for losses or damages attributed to the use of this technical data and any improper use of our products. Should you require further information on particular products, please do not hesitate to contact us.

AUSTRIA
ARGENTINA
AUSTRALIA
BELGIUM
BOSNIA AND HERZEGOVINA
BRAZIL
CANADA
CHILE
COLOMBIA
COSTA RICA
CROATIA
CZECH REPUBLIC
DENMARK
EGYPT
ESTONIA
FINLAND
FRANCE
GERMANY
GREECE
GUATEMALA
HONDURAS
HONG KONG
INDONESIA
ITALY
JAPAN
KOREA
LEBANON
LUXEMBOURG
MALAYSIA
MEXICO
NETHERLANDS
NORWAY
OMAN
PANAMA
PARAGUAY
PERU
POLAND
PORTUGAL
QATAR
SAUDI ARABIA
SINGAPORE
SOUTH AFRICA
SPAIN
SWEDEN
SWITZERLAND
TAIWAN
THAILAND
TURKEY
UNITED ARAB EMIRATES
UNITED KINGDOM
URUGUAY
USA
VENEZUELA

www.dywidag-systems.com

**Anexo 4 – Memória de Cálculo e algumas Peças Desenhadas
do Projeto de Aplicação de Pré-esforço Exterior na Ponte de
Fagilde sobre o Rio Dão**

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	<p>LUSITÂNIA</p> <p>PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5</p> <p>PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO</p>	Página	1 / 18

LUSITÂNIA

OPCA

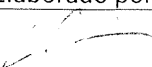

A25/IP5 – SUBLANÇO VISEU / MANGUALDE

SUBLANÇO NÓ DO CAÇADOR / MANGUALDE


PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5

PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO

SISTEMA VSL

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: NOV 05	Data: NOV 05

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, Pré-Esforço, Equipamento e Montagens, S. A., não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	LUSITÂNIA PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5 PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO	Página	8 / 18

2. MEMÓRIA DE CÁLCULO

2.1. CÁLCULO DAS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO

O modelo de cálculo das perdas de pré-esforço é o consignado no Capítulo VI do *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado - Artigos 37º a 43º*.

2.1.1. PERDAS INSTANTÂNEAS

2.1.1.1. PERDAS POR ATRITO

(Artigo 37º do REBAP)

A força instalada num cabo de pré-esforço após perdas por atrito ao longo do cabo é dada pela expressão $P_x = P_0' \times e^{-(\mu\alpha + kx)}$, onde

x - representa a distância da secção considerada à extremidade em que é aplicado o pré-esforço;

P_0' representa o valor da força de pré-esforço aplicada (força de puxe);

μ representa o coeficiente de atrito em curva para cabos de pré-esforço, sendo adoptado o valor de $\mu = 0.06 \text{ rad}^{-1}$ (recomendado pelo sistema VSL);

α representa a soma dos valores absolutos, em radianos, dos ângulos de desvio do traçado do cabo ao longo da distância x ;



k representa o coeficiente de atrito em recta (produto do desvio angular parasita pelo coeficiente de atrito em curva), sendo adoptado o valor de $k = 0.0005 \text{ m}^{-1}$ (recomendado pelo sistema VSL).


Determinação do ângulo de desvio

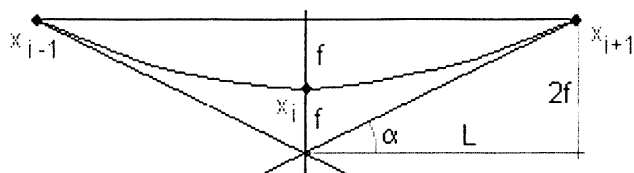
(i) Perfil Longitudinal

- ângulo de desvio entre duas secções consecutivas, em perfil longitudinal é determinado

pela seguinte expressão $\alpha = \arctg \frac{2f}{L}$, onde

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: NOV 05	Data: NOV 05

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	LUSITÂNIA PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5 PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO	Página	9 / 18



(ii) Planta

O ângulo de desvio em planta entre duas secções consecutivas é determinado pela expressão

$$\alpha = \frac{x_{i+1} - x_i}{R}, \text{ onde:}$$

$x_{i+1} - x_i$ representa a distância entre dois pontos consecutivos

R representa o raio de curvatura dos cabos em planta

O ângulo de desvio total entre duas secções consecutivas obtém-se através de

$$\alpha = \sqrt{\left(\arctg \frac{2f}{L}\right)^2 + \left(\frac{x_2 - x_1}{R}\right)^2}$$

2.1.1.2. PERDAS POR DEFORMAÇÃO INSTANTÂNEA DO BETÃO



(Artigo 38º do REBAP)


As perdas de tensão em cada armadura que resultam das deformações instantâneas do betão devidas à aplicação do pré-esforço nas armaduras vizinhas pode estimar-se considerando uma perda média, afectando cada uma das armaduras, dada por

$$\Delta\sigma_{p0,e}(x) = -\frac{1}{2} \frac{n-1}{n} \frac{E_p}{E_{c,i}} \sigma_c(x), \text{ onde}$$

\underline{n} representa o número de cabos;

$\underline{E}_p = 198 \text{ GPa}$, módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço para cordões 0.6”;

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: NOV 05	Data: NOV 05

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	LUSITÂNIA PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5 PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO	Página	10 / 18

$E_{c,j}$ representa o módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do pré-esforço, tomando o valor de 28.7 GPa para um betão da classe C30/37-B35;

$\sigma_c(x)$ representa a tensão de compressão no betão, na secção x, calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, resultante do pré-esforço aplicado e de outras acções permanentes actuantes;

Cálculo do módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do pré-esforço

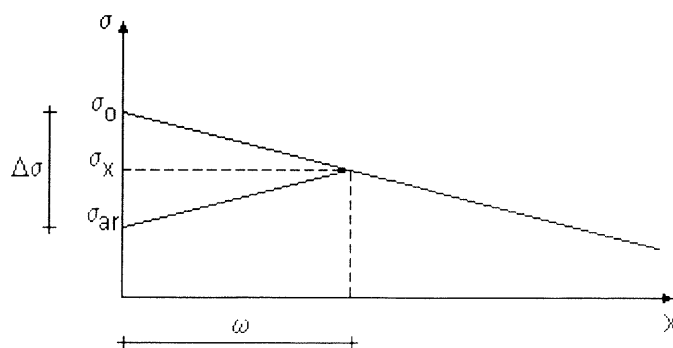
De acordo com o artigo 17º do REBAP, o valor médio do módulo de elasticidade do betão aos j dias de idade ($E_{c,j}$) pode ser estimado a partir do valor médio da tensão de rotura à mesma idade ($f_{cm,j}$), pela expressão $E_{c,j} = 9.5 \times \sqrt[3]{f_{cm,j}}$, cujos valores são referidos a provetes cilíndricos.



A variação da tensão de rotura com a idade do betão relativamente à tensão de rotura aos 28 dias pode ser determinada tendo em conta os valores do coeficiente de endurecimento indicado no artigo 15º do mesmo regulamento.


2.1.1.3. PERDAS POR REENTRADA DE CABOS

(Artigo 39º do REBAP)

Durante a fixação dos cordões de pré-esforço à ancoragem, as cunhas reentram 0.006 m. Essa reentrada dá origem a uma perda de tensão que é máxima na extremidade de puxe do cabo e decresce, devido ao atrito para o interior do elemento, podendo mesmo anular-se a partir de uma determinada distância da extremidade, conforme ilustra a figura seguinte:



Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: NOV 05	Data: NOV 05

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	LUSITÂNIA PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5 PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO	Página	11 / 18

A distância da extremidade (ω) a partir da qual as perdas por reentrada de cabos se anulam pode obter-se pela expressão:

$$\omega = \sqrt{\frac{\Delta L \times A_{\varphi} \times E_p}{p}}, \text{ em que}$$

p representa a perda de força por atrito por metro dada por $p = \frac{P_0' - P_x}{x}$;

ΔL representa o comprimento de reentrada dos cordões.

A perda de força na ancoragem é dada por $\Delta P = 2p\omega$.

2.1.2. PERDAS DIFERIDAS RESULTANTES DA RETRACÇÃO E FLUÊNCIA DO BETÃO, E DA RELAXAÇÃO DAS ARMADURAS

2.1.2.1. FLUÊNCIA E RETRACÇÃO DO BETÃO

Não foram consideradas.



2.1.2.2. RELAXAÇÃO


A relaxação origina perdas de tensão quando o nível de tensão nas armaduras é superior a 50% da tensão de rotura, variando estas linearmente a tensão constante. Deve, no entanto, entrar-se em linha de conta com o facto da tensão num cabo de pré-esforço não ser constante ao longo do tempo devido às restantes perdas diferidas.

De acordo com o Documento de Homologação do Sistema VSL - “*Notice Technique Relative au Procédé de Précontrainte*” e com o Parágrafo 3.3.23 do B.P.E.L. - “*Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Précontraint, Suivant la Méthode des États-limites*”, as perdas de tensão devidas à relaxação do aço podem ser calculadas pela expressão

$$\Delta \sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho 1000 \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x), \text{ onde}$$

$\rho 1000 = 2.5 \%$ e representa a relaxação após 1000 h a 20 °C e a 70% da rotura;

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: NOV 05	Data: NOV 05

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	LUSITÂNIA PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5 PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO	Página	12 / 18

$\sigma_{pi}(x)$ representa a tensão após perdas imediatas, na secção x;

μ_0 representa um coeficiente que, para aço de baixa relaxação, toma o valor 0.43.

A perda de tensão devida aos três fenómenos acima mencionados deve ser determinada tendo em consideração a sua evolução no tempo e considerando de modo adequado a sua interacção. Segundo o REBAP (Artigo 42º), as perdas diferidas podem ser calculadas através da expressão

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) = - \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) E_p + \alpha \varphi_c(t, t_0) [\sigma_{c,po+g}(x)] - \Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)}{1 - \alpha \frac{\sigma_{c,po}(x)}{\sigma_{po}(x)} \left[1 + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{2} \right]}, \text{onde:}$$

t_0 representa a idade do betão à data do pré-esforço;

t , a data do betão à data em que se pretende determinar as perdas de pré-esforço;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = 2,0 \times 10^{-4}$ e representa a extensão devida à retracção livre do betão entre as idades t_0 e t ;



α representa o coeficiente de homogeneização aço - betão, considerando os valores do módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28} = 32,0$ GPa para um betão C30/37);


$\varphi_c(t, t_0) = 0$ e representa o coeficiente de fluência na idade t , correspondente à aplicação da tensão na idade t_0 ;

$\sigma_{c,po+g}(x)$ representa a tensão no betão na secção x, calculada ao nível da armadura de pré-esforço devida ao pré-esforço inicial e às acções permanentes;

$\sigma_{po}(x)$ representa a tensão na armadura de pré-esforço, na secção x, devida ao pré-esforço inicial;

$\Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)$ representa a perda de tensão na armadura de pré-esforço, na secção x, devida à relaxação.

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: NOV 05	Data: NOV 05

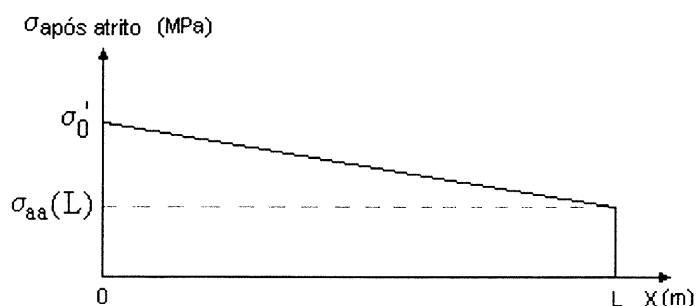
	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	LUSITÂNIA PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5 PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO	Página	13 / 18

Os termos presentes no numerador são os anteriormente indicados para o cálculo das perdas mencionadas. O denominador tem em conta a influência da área da armadura de pré-esforço no comportamento ao longo do tempo da secção. Este efeito é, em geral, de uma reduzida importância.

2.1.3. DETERMINAÇÃO DO ALONGAMENTO TEÓRICO DOS CABOS

O alongamento teórico de um cabo de pré-esforço determina-se tendo por base o diagrama de tensões do mesmo após perdas por atrito que se indica esquematicamente, visto

$$\text{que } \Delta L = \int_0^L \varepsilon_p dx = \int_0^L \frac{\sigma}{E} dx :$$






$$\text{Deste modo, } \Delta L \approx \frac{(\sigma_0' + \sigma_{\text{apos atrito}}(L))/2}{E_p} \times L$$

2.1.4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados do cálculo automático das forças úteis de pré-esforço serão apresentadas em anexo, que se passam a explicitar:

- R - Raio curvilíneo do cabo em planta
- x - Distância à origem do cabo de pré-esforço
- h - Cota do cabo em relação ao fundo da viga
- σ_c - Tensão de compressão no betão calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, resultante do pré-esforço aplicado e de outras acções permanentes actuantes

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: NOV 05	Data: NOV 05

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	LUSITÂNIA PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5 PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO	Página	14 / 18

- σ_{c,P_0} - Tensão no betão ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço devida ao pré-esforço inicial
- σ_{c,P_0+g} - Tensão no betão ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço devida ao pré-esforço inicial e às cargas permanentes
- β - Somatórios dos ângulos de desvio desde a origem até à secção em estudo

2.2. FORÇAS ÚTEIS INTRODUZIDAS

As forças úteis finais nos cabos 1, 2, 3 e 4, apresentadas em seguida, resultam do cálculo automático descrito no ponto anterior, cujas listagens se apresentam em anexo.

Cabos	Nº cabos	Nº cordões	F. Puxe (kN)	P _x 1/2 vão EE (kN)		P _x Pilar P1 (kN)		P _x 1/2 vão P1 - P2 (kN)		P _x Pilar P2 (kN)		P _x 1/2 vão ED (kN)		ΔL_{puxe} (m)	= Tol.
				VSL	Proj.	VSL	Proj.	VSL	Proj.	VSL	Proj.	VSL	Proj.		
Cabo 1	1	19	3710,7	3299,06	6650	3359,64	13300	3411,93	13300	3346,33	13300	0	6650	0,731	± 0,037
Cabo 2	1	19	3710,7	3300,12		3360,40		3411,93		3346,20		0		0,725	± 0,036
Cabo 3	1	19	3710,7	0		3346,31		3411,93		3359,70		3299,13		0,730	± 0,037
Cabo 4	1	19	3710,7	0		3346,20		3411,93		3360,34		3300,05		0,725	± 0,036
4				6599,19	6650,00	13412,56	13300,00	13647,71	13300,00	13412,57	13300,00	6599,18	6650,00		
				-0,8%		0,8%		2,6%		0,8%		-0,8%			

Segundo as recomendações internas para o controlo da qualidade do sistema VSL INTERNATIONAL os valores de tolerância indicados correspondem a 5 % do alongamento teórico, visto tratarem-se de cabos isolados.



2.3. ARMADURAS DE REFORÇO


(Artigo 140º do REBAP)

Os cálculos das densidades das armaduras de reforço que a seguir se apresentam, resultam da aplicação da expressão seguinte:

$$A_s = \frac{F}{f_{syd}}, \text{ onde:}$$

F – representa a força transversal de tracção resultante

Elaborado por:		Verificado por:	
Rub.:		Rub.:	
Data:	NOV 05	Data:	NOV 05

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. N.º	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	LUSITÂNIA PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5 PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO	Página	15 / 18

F_{syd} – representa o valor de cálculo da tensão de cedência do aço

Relativamente ao valor de f_{syd} , este é limitado a 270 MPa (REBAP – artº 140.1), independentemente do tipo de aço utilizado.

2.3.1. BLOCOS DE ANCORAGEM NOS PILARES

2.3.1.1. ARMADURA VERTICAL

$$F_v = 3710.7 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.39/1.00) = 916.7 \text{ kN}$$

$$A_v = 34.0 \text{ cm}^2$$

Adoptam-se 3 U's $\phi 16$ com 6 ramos por ancoragem (da base da “mochila” à face superior do tabuleiro).

2.3.1.2. ARMADURA HORIZONTAL

$$F_h = 3710.7 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.39/1.00) = 916.7 \text{ kN}$$

$$A_h = 34.0 \text{ cm}^2$$

Adoptam-se cintas 6 $\phi 16$ por estribo.

2.3.2. BLOCOS DE ANCORAGEM NOS ENCONTROS

2.3.2.1. ARMADURA VERTICAL

$$F_v = 3710.7 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.39/0.89) = 844.3 \text{ kN}$$

$$A_v = 31.3 \text{ cm}^2$$



Adoptam-se 3 U's $\phi 16$ com 6 ramos por ancoragem (da base da “mochila” à face superior do tabuleiro).


2.3.2.2. ARMADURA HORIZONTAL

$$F_h = 3710.7 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.39/1.00) = 916.7 \text{ kN}$$

$$A_h = 34.0 \text{ cm}^2$$

Adoptam-se cintas 6 $\phi 16$ por estribo.

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: NOV 05	Data: NOV 05

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	LUSITÂNIA PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5 PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO	Página	16 / 18

2.4. RESISTÊNCIA MÍNIMA DO BETÃO À DATA DO PRÉ-ESFORÇO - VERIFICAÇÃO AO ESMAGAMENTO DO BETÃO

A verificação ao esmagamento do betão na zona das ancoragens de pré-esforço VSL é feita com base no Documento de Homologação do Sistema - "Notice Technique Relative au Procédé de Précontrainte".

É de referir que as ancoragens "Casting" VSL do tipo EC, preconizadas para esta obra, possuem no "corpo" um anel de degradação de tensões. O resultado prático desta geometria traduz-se na possibilidade de efectuar as operações de pré-esforço com um intervalo mínimo de tempo após a betonagem, dado que as resistências exigidas ao betão são substancialmente inferiores às necessárias para ancoragens que não possuam o anel de dissipação.

Para uma ancoragem VSL do tipo EC 6-31 na caixa superior activa,

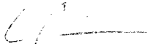

	Valor de projecto	Valor mínimo VSL
Dist. Mínima entre eixos de ancoragem (m)	-	-
Dist. mínima entre eixos de ancoragem e a face exterior do betão (m)	0.40	0.35


De acordo com os valores acima referidos, a tensão característica mínima de rotura à compressão do betão, à data do pré-esforço é de 23 MPa (provetes cilíndricos).

Deste modo,

A resistência característica mínima do betão à data da aplicação do pré-esforço deverá tomar os valores indicados no quadro abaixo:

Tensão característica mín. de rotura (MPa)		
ref. prov. cilíndricos	ref. prov. cúbicos 15cm (ENV 206)	ref. prov. cúbicos 20cm (REBAP Art.º 13)
23.00	28.4	26.8

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.:  Data: NOV 05	Rub.:  Data: NOV 05

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	LUSITÂNIA PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/IP5 PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO	Página	17 / 18

Os valores da tensão característica de rotura à data da aplicação do pré-esforço, referidos a provetes cúbicos, foram obtidos multiplicando os valores referidos a provetes cilíndricos por um coeficiente que, para um betão da classe C30/37 - B35 se obtém pela expressão:

- ENV 206 (§7.3.1.1 - quadro 8): $K = 37/30 = 1.233$;
- REBAP (art.º 13 - quadro I): $K = 35/30 = 1.1667$;

Estes valores característicos deverão ser comparados com os valores da tensão de rotura obtidos nos ensaios de rotura à compressão, conforme preconizado na Norma Portuguesa ENV 206 que se explicita em seguida:

1. Em caso de utilização de betão pronto e, quando a conformidade do betão pronto fornecido já tiver sido verificada por um organismo de certificação, e se a verificação se baseou em pelo menos 15 resultados de ensaios, para a verificação no local,

- Para um número de amostras (n) superior ou igual a 6,

$$\bar{X}_n \geq f_{ck} + 1.48S_n \quad \text{e} \quad X_{\min} \geq f_{ck} - k, \text{ onde}$$

X_{\min} é o menor valor individual do conjunto de amostras

\bar{X}_n é a resistência média do conjunto de amostras

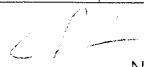

S_n é o desvio padrão das resistências do conjunto de amostras


f_{ck} é a resistência característica especificada para o betão

k toma o valor 3 se $6 \leq n \leq 9$, ou o valor 4 se $10 \leq n \leq 15$.

- No caso de três amostras, a resistência deve satisfazer as condições

$$\bar{X}_3 \geq f_{ck} - 3 \quad \text{e} \quad X_{\min} \geq f_{ck} - 1$$

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: NOV 05	Data: NOV 05

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 038/05-1
VSL Sistemas Portugal	LUSITÂNIA PROJ. DE COMPATIBILIZAÇÃO E BENEFICIAÇÃO PARA AS ZONAS DE APROVEITAMENTO DO IP5 ACTUAL QUE INTEGRARÃO A A.E. A25/MP5 PONTE DE FAGILDE SOBRE O RIO DÃO	Página	18 / 18

2. Em caso de utilização de betão fabricado no local,

- Para um número de amostras (n) superior ou igual a 6,

$\bar{X}_n \geq f_{ck} + \lambda S_n$ e $X_{min} \geq f_{ck} - k$, indicando-se os valores do coeficiente λ no quadro abaixo

N	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
λ	1.87	1.77	1.72	1.67	1.62	1.58	1.55	1.52	1.50	1.48

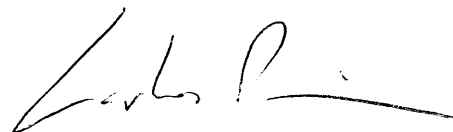
- No caso de três amostras, a resistência deve satisfazer as condições

$\bar{X}_3 \geq f_{ck} + 5$ e $X_{min} \geq f_{ck} - 1$

VSL Sistemas Portugal





Vitor Marchão (O.E. nº 28047)



Carlos Pereira (A.N.E.T. nº 3327)

Abóboda, 24 de Novembro de 2005

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.:  Data: NOV 05	Rub.:  Data: NOV 05

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, Pré-Esforço. Equipamento e Montagens, S. A., não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

PERDAS DE PRE-ESFORÇO - CALCULO

Ponte de Fagilde sobre o Rio Dão Cabo 1

Número de secções de cálculo	16
Coefficiente de atrito em curva (μ)	0,06 rad ⁻¹
Coefficiente de atrito em recta (k)	0,0005 m ⁻¹
Área de aço de pré-esforço (A_{sp})	26,60 cm ²
Tensão de rotura do aço de pré-esforço (σ_{rot})	1860 MPa
Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço (E_p)	198 GPa
Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28}$)	32,0 GPa
Módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do p.e. ($E_{c,i}$)	28,7 GPa
Coefficiente de Fluência do betão (φ_c)	0
Extensão de Retracção do betão (ϵ_c)	0,0E+00
Relaxação do aço às 1000 h a 20°C e a 70% da rotura	2,5%
Número de cabos na mesma secção transversal	1

Aplicação da força de pré-esforço

Puxe e reaperto (S/N)?	N	Puxe a	75,0%	da σ_r
Lado de início de pré-esforço (E/D)	D			

	Esquerda	Direita
Força de puxe P_o' [kN]	0	3710,7
Reentrada das cunhas [m]	0	0,006
Alongamento Teórico [m]	0,000	0,731

Traçado do Cabo

Secção	Curva / Recta	x [m]	h [m]	R planta [m]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,Po+g}$ [MPa]	$\sigma_{c,Po}$ [MPa]
1	-	0	0,554	0	-3,0	-4,0	-6,0
2	r	17,585	1,692	0	-3,0	-4,0	-6,0
3	c	17,787	1,699	0	-3,0	-4,0	-6,0
4	c	17,989	1,692	0	-3,0	-4,0	-6,0
5	r	43,178	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
6	c	44,189	0,4	0	-3,0	-4,0	-6,0
7	c	45,18	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
8	r	70,905	1,696	0	-3,0	-4,0	-6,0
9	c	71,079	1,7	0	-3,0	-4,0	-6,0
10	r	80,142	1,7	0	-3,0	-4,0	-6,0
11	c	80,316	1,696	0	-3,0	-4,0	-6,0
12	r	106,041	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
13	c	107,032	0,4	0	-3,0	-4,0	-6,0
14	c	108,043	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
15	r	108,738	0,46	0	-3,0	-4,0	-6,0
16	c	108,927	0,475	0	-3,0	-4,0	-6,0

PERDAS DE PRE-ESFORÇO - CALCULO

Ponte de Fagilde sobre o Rio Dão Cabo 2

Número de secções de cálculo	16
Coeficiente de atrito em curva (μ)	0,06 rad ⁻¹
Coeficiente de atrito em recta (k)	0,0005 m ⁻¹
Área de aço de pré-esforço (A_{sp})	26,60 cm ²
Tensão de rotura do aço de pré-esforço (σ_{rot})	1860 MPa
Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço (E_p)	198 GPa
Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28}$)	32,0 GPa
Módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do p.e. ($E_{c,j}$)	28,7 GPa
Coeficiente de Fluência do betão (φ_c)	0
Extensão de Retracção do betão (ϵ_c)	0,0E+00
Relaxação do aço às 1000 h a 20°C e a 70% da rotura	2,5%
Número de cabos na mesma secção transversal	1

Aplicação da força de pré-esforço

Puxe e reaperto (S/N)?	N	Puxe a	75,0%	da σ_r
Lado de início de pré-esforço (E/D)	D			
	Esquerda		Direita	
Força de puxe P_o' [kN]	0		3710,7	
Reentrada das cunhas [m]	0		0,006	
Alongamento Teórico [m]	0,000		0,725	

Traçado do Cabo

Secção	Curva / Recta	x [m]	h [m]	R planta [m]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,Po+g}$ [MPa]	σ_{c,ϵ_c} [MPa]
1	-	0	0,554	0	-3,0	-4,0	-6,0
2	r	17,429	1,692	0	-3,0	-4,0	-6,0
3	c	17,631	1,699	0	-3,0	-4,0	-6,0
4	c	17,833	1,692	0	-3,0	-4,0	-6,0
5	r	42,812	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
6	c	43,823	0,4	0	-3,0	-4,0	-6,0
7	c	44,814	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
8	r	70,326	1,696	0	-3,0	-4,0	-6,0
9	c	70,5	1,7	0	-3,0	-4,0	-6,0
10	r	79,489	1,7	0	-3,0	-4,0	-6,0
11	c	79,663	1,696	0	-3,0	-4,0	-6,0
12	r	105,175	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
13	c	106,166	0,4	0	-3,0	-4,0	-6,0
14	c	107,177	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
15	r	107,862	0,46	0	-3,0	-4,0	-6,0
16	c	108,051	0,475	0	-3,0	-4,0	-6,0

PERDAS DE PRE-ESFORÇO - CALCULO

Ponte de Fagilde sobre o Rio Dão Cabo 3

Número de secções de cálculo	16
Coeficiente de atrito em curva (μ)	0,06 rad ⁻¹
Coeficiente de atrito em recta (k)	0,0005 m ⁻¹
Área de aço de pré-esforço (A_{sp})	26,60 cm ²
Tensão de rotura do aço de pré-esforço (σ_{rot})	1860 MPa
Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço (E_p)	198 GPa
Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28}$)	32,0 GPa
Módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do p.e. ($E_{c,i}$)	28,7 GPa
Coeficiente de Fluência do betão (ϕ_c)	0
Extensão de Retracção do betão (ϵ_c)	0,0E+00
Relaxação do aço às 1000 h a 20°C e a 70% da rotura	2,5%
Número de cabos na mesma secção transversal	1

Aplicação da força de pré-esforço

Puxe e reaperto (S/N)?	N	Puxe a	75,0%	da σ_r
Lado de início de pré-esforço (E/D)	D			

	Esquerda	Direita
Força de puxe P_o' [kN]	0	3710,7
Reentrada das cunhas [m]	0	0,006
Alongamento Teórico [m]	0,000	0,730

Traçado do Cabo

Secção	Curva / Recta	x [m]	h [m]	R planta [m]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,Po+g}$ [MPa]	$\sigma_{c,Po}$ [MPa]
1	-	0	0,554	0	-3,0	-4,0	-6,0
2	r	17,585	1,692	0	-3,0	-4,0	-6,0
3	c	17,787	1,699	0	-3,0	-4,0	-6,0
4	c	17,989	1,692	0	-3,0	-4,0	-6,0
5	r	43,171	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
6	c	44,182	0,4	0	-3,0	-4,0	-6,0
7	c	45,173	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
8	r	70,881	1,696	0	-3,0	-4,0	-6,0
9	c	71,055	1,7	0	-3,0	-4,0	-6,0
10	r	80,113	1,7	0	-3,0	-4,0	-6,0
11	c	80,287	1,696	0	-3,0	-4,0	-6,0
12	r	105,995	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
13	c	106,986	0,4	0	-3,0	-4,0	-6,0
14	c	107,997	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
15	r	108,691	0,46	0	-3,0	-4,0	-6,0
16	c	108,88	0,475	0	-3,0	-4,0	-6,0

PERDAS DE PRE-ESFORÇO - CALCULO

Ponte de Fagilde sobre o Rio Dão

Cabo 4

Número de secções de cálculo	16
Coeficiente de atrito em curva (μ)	0,06 rad ⁻¹
Coeficiente de atrito em recta (k)	0,0005 m ⁻¹
Área de aço de pré-esforço (A_{sp})	26,60 cm ²
Tensão de rotura do aço de pré-esforço (σ_{rot})	1860 MPa
Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço (E_p)	198 GPa
Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28}$)	32,0 GPa
Módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do p.e. ($E_{c,i}$)	28,7 GPa
Coeficiente de Fluência do betão (φ_c)	0
Extensão de Retracção do betão (ϵ_c)	0,0E+00
Relaxação do aço às 1000 h a 20°C e a 70% da rotura	2,5%
Número de cabos na mesma secção transversal	1

Aplicação da força de pré-esforço

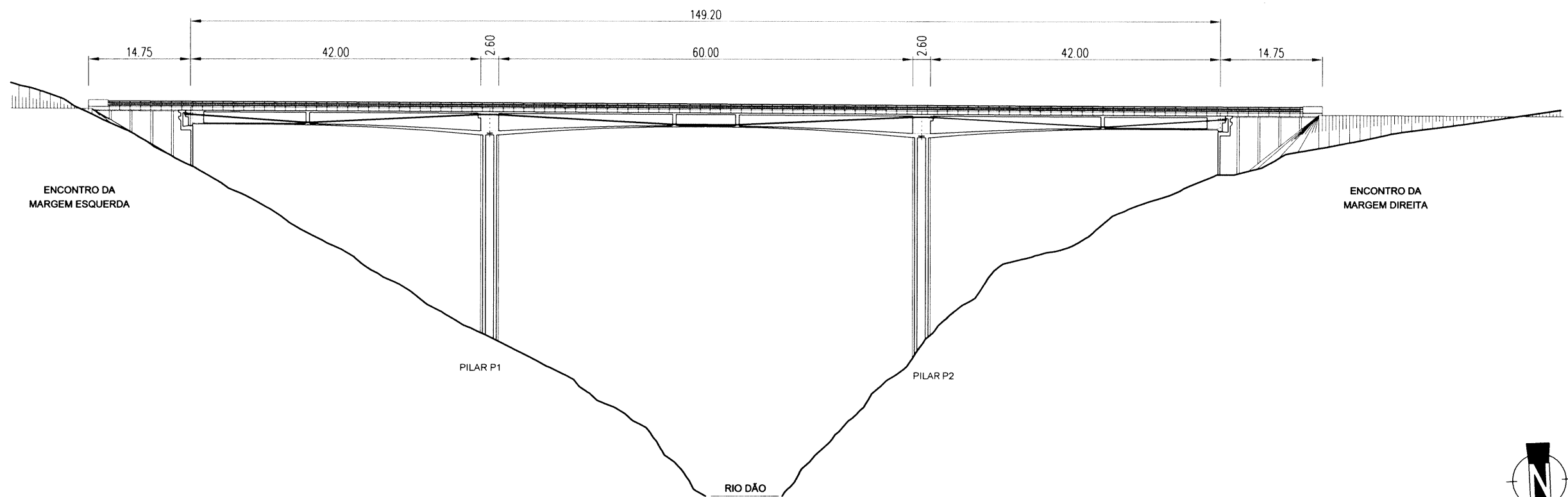
Puxe e reaperto (S/N)?	N	Puxe a	75,0%	da σ_r
Lado de início de pré-esforço (E/D)	D			

	Esquerda	Direita
Força de puxe P_o' [kN]	0	3710,7
Reentrada das cunhas [m]	0	0,006
Alongamento Teórico [m]	0,000	0,725

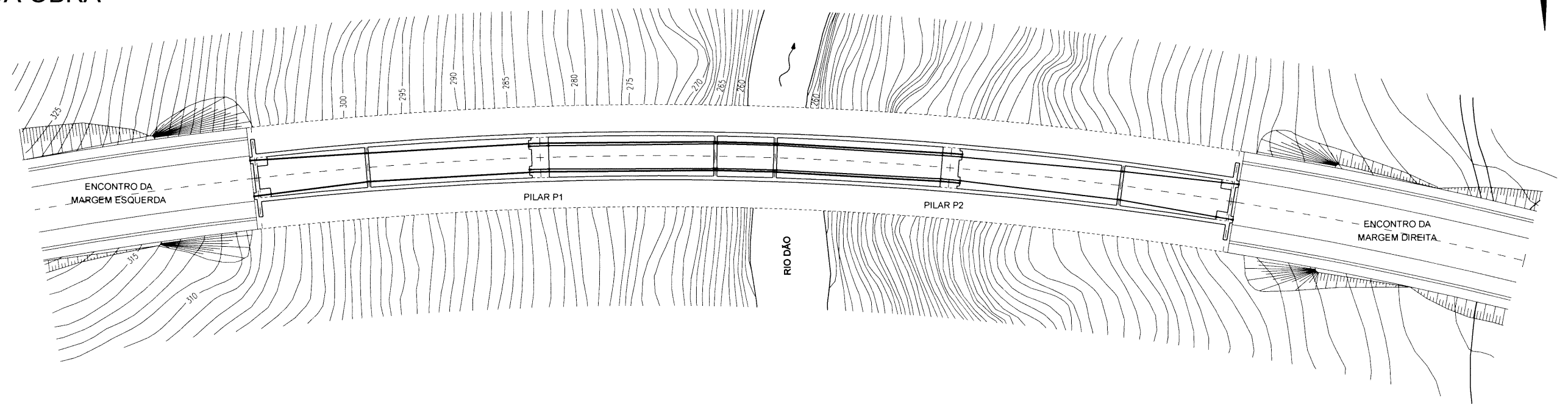
Traçado do Cabo

Secção	Curva / Recta	x [m]	h [m]	R planta [m]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c, Po+g}$ [MPa]	$\sigma_{c, Po}$ [MPa]
1	-	0	0,554	0	-3,0	-4,0	-6,0
2	r	17,43	1,692	0	-3,0	-4,0	-6,0
3	c	17,632	1,699	0	-3,0	-4,0	-6,0
4	c	17,834	1,692	0	-3,0	-4,0	-6,0
5	r	42,826	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
6	c	43,837	0,4	0	-3,0	-4,0	-6,0
7	c	44,828	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
8	r	70,357	1,696	0	-3,0	-4,0	-6,0
9	c	70,531	1,7	0	-3,0	-4,0	-6,0
10	r	79,525	1,7	0	-3,0	-4,0	-6,0
11	c	79,699	1,696	0	-3,0	-4,0	-6,0
12	r	105,228	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
13	c	106,219	0,4	0	-3,0	-4,0	-6,0
14	c	107,23	0,426	0	-3,0	-4,0	-6,0
15	r	107,915	0,46	0	-3,0	-4,0	-6,0
16	c	108,104	0,475	0	-3,0	-4,0	-6,0

CORTE LONGITUDINAL DA OBRA



PLANTA DA OBRA



NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA

2 - AS PLACAS DE ANCORAGEM DEVERÃO SER APARAFUSADAS A COFRAGEM

3 - AS COTAS VERTICAIS DOS CABOS SÃO REFERIDAS A FIBRA SUPERIOR DO TABULEIRO

MATERIAIS	
BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINARIAS)
	prEN 10138-3/UNECE 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO)
	SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23.0 MPa (PROV. CILÍNDRICOS)	
28.4 MPa (PROV. CÔNICOS 15 cm ARESTA - ENV206)	
26.8 MPa (PROV. CÔNICOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS		
VAR.	ANC.	
	EC 6-31 19 Cord. 0.5"	
A	520	
B	510	
C	20	
D	55	
n	8%	
L	540	
W	--	

ANCORAGEM ACTIVA
VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

VISTA POR "X"

n - número de estirões



NCMA / Viseu - Mangualde
Nó do Caçador / Mangualde

Escala :

Desenhou :

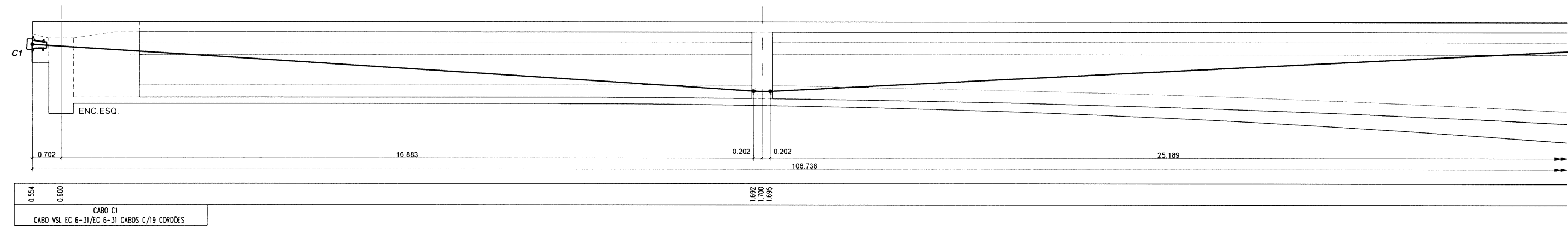
RT0

Validou :

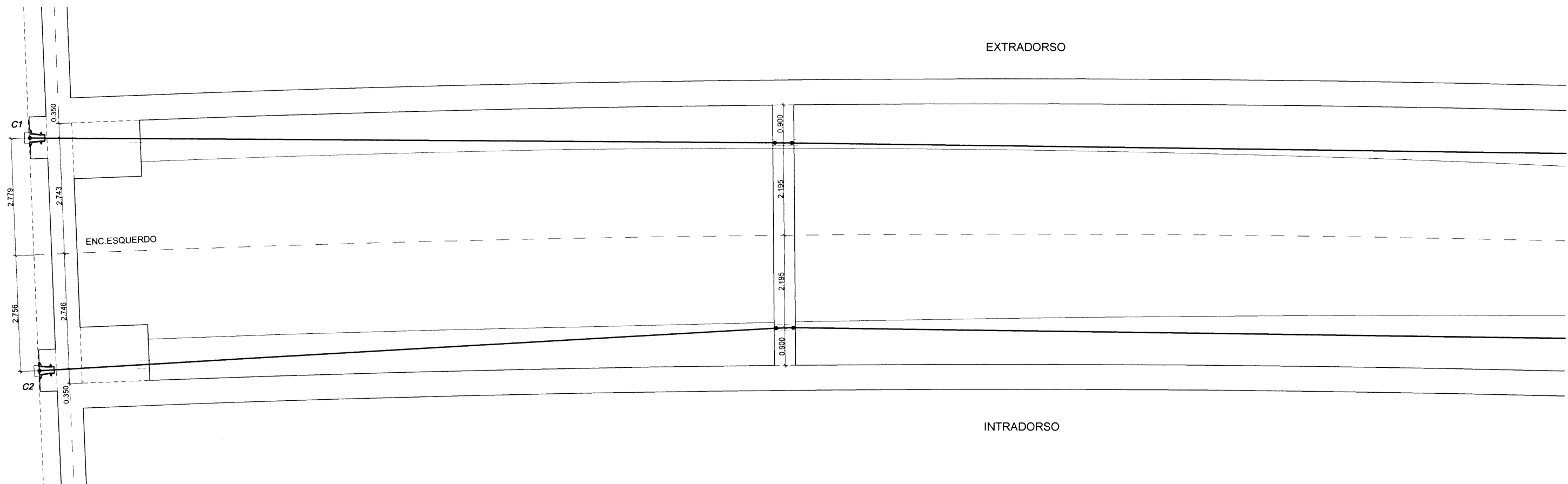
VMa/CPe

Revisão :	Alteração :	Data :
Designação: RP38 - Reabilitação Ponte de Fagilde PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR		
Nº de desenho : CBLA L5 VSL PTFAGILDE 003		
Data : Novembro 2005		
Folha : 1/1		
Planta e Corte Longitudinal da Obra		

CORTE LONGITUDINAL - CABO C1 - EXTRADORSO



PLANTA



NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA.
2 - AS PLACAS DE ANCORAGEM DEVERÃO SER APARAFUSADAS A COFRAGEM.
3 - AS COTAS VERTICAIS DOS CABOS SÃO REFERIDAS À FIBRA SUPERIOR DO TABULEIRO.

MATERIAIS

BETÃO C30/37 - B35

ARMADURAS A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS)
prEN 10138-3/INEC E 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO)
SEÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO
23.0 MPa (PROV. CILÍNDRICOS)
28.4 MPa (PROV. CUBICOS 15 cm ARESTA - ENV206)
26.8 MPa (PROV. CUBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

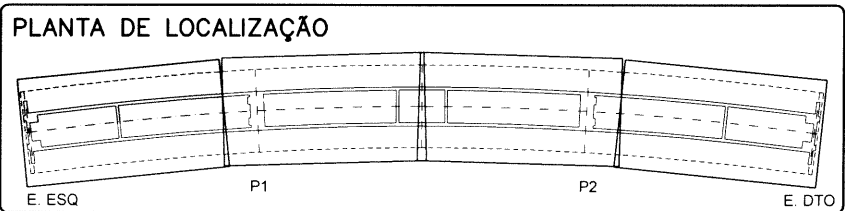
VAR.	ANC.	EC 6-31
A	520	19 Cord. 0.6"
B	510	
C	20	
D	55	
E	8 1/2	
L	540	
M	---	

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

VISTA POR "x"

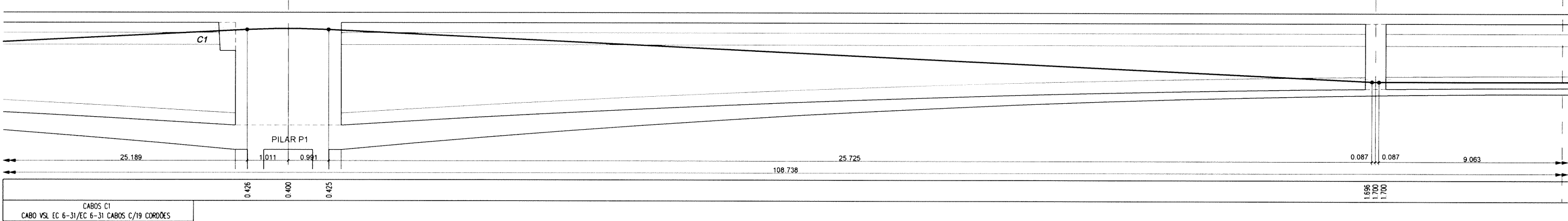
n - número de estirios



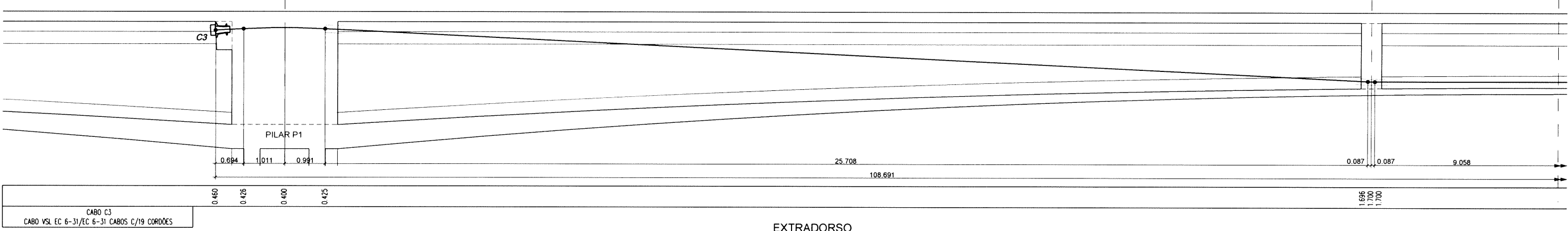
NOTA: Cotas verticais dos Cabos são referidas à fibra superior tabuleiro

Revisão :	Alteração :	Data :
Designação:	Nº de desenho :	
RP38 - Reabilitação Ponte de Fagilde	CBLA L5 VSL PTFAGILDE 004	
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR		
Planta Esquemática do Traçado e	Data :	Folha :
Corte Longitudinal do Cabo 1 - Extradorso	Novembro 2005	1/2

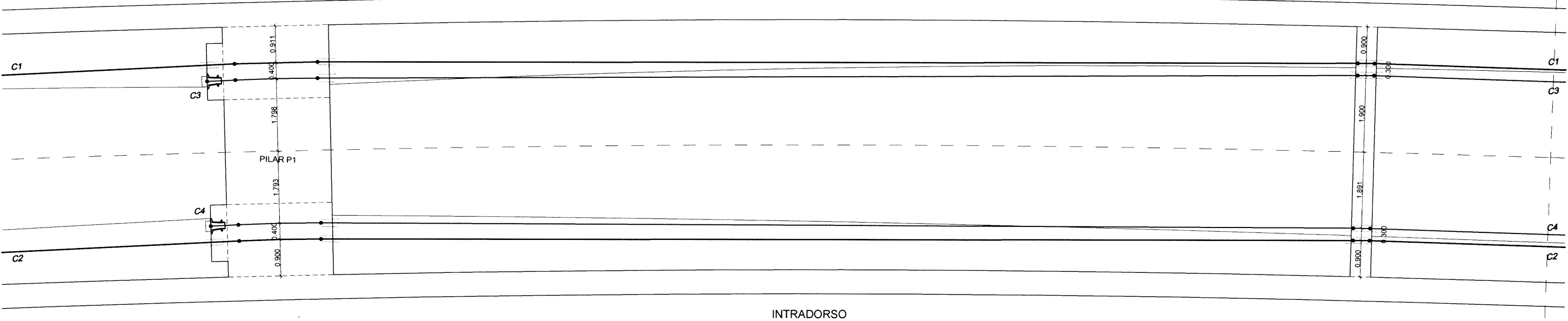
CORTE LONGITUDINAL - CABO C1 - EXTRADORSO



CORTE LONGITUDINAL - CABO C3 - EXTRADORSO



PLANTA

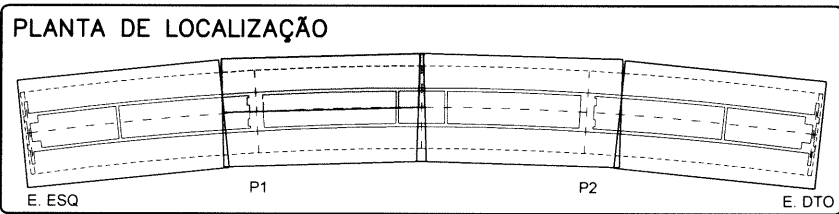


NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA.
- 2 - AS PLACAS DE ANCORAGEM DEVERÃO SER APARAFUSADAS A COFRAGEM.
- 3 - AS COTAS VERTICAIS DOS CABOS SÃO REFERIDAS A FIBRA SUPERIOR DO TABULEIRO.

MATERIAIS	
BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS) prEN 10138-3/UNECE 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO) SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23.0 MPa (PROV. CILÍNDRICOS)	
28.4 MPa (PROV. CÚBICOS 15 cm ARESTA - EN1266)	
26.8 MPa (PROV. CÚBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

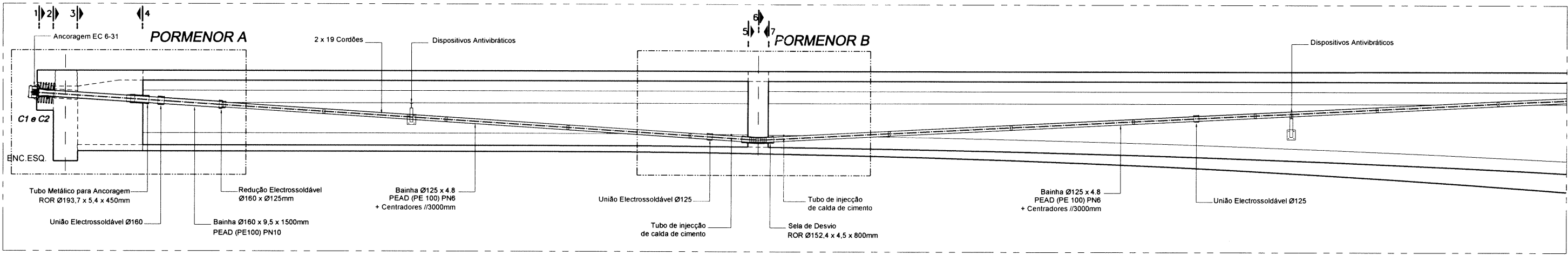
QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS	
VAR.	ANC. EC 6-31 19 Cord. 0.6"
A	520
B	510
C	20
D	55
n	8½
L	540
M	--
ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"	
HÉLICES	
VISTA POR "X"	
n - número de espiras	



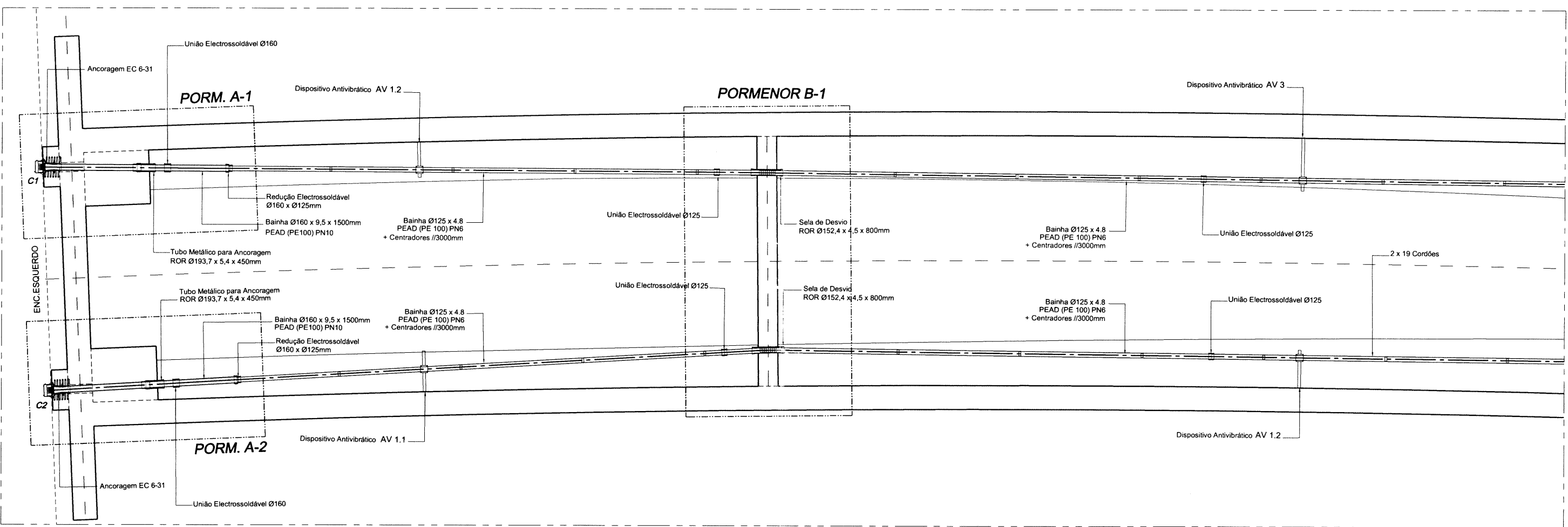
NOTA: Cotas verticais dos Cabos são referidas à fibra superior tabuleiro

Revisão :	Alteração :	Data :
Designação:	Nº de desenho :	
RP38 - Reabilitação Ponte de Fagilde PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR	CBLA L5 VSL PTFAGILDE 005	
Planta Esquemática do Traçado e Corte Longitudinal dos Cabos 1 e 3 - Extradoso	Data :	Folha :
	Novembro 2005	1/2

CORTE LONGITUDINAL



PLANTA



NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA

2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE

3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LUGAR.

4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS)
	prEN 10138-3/UNECE 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO)
	SEÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)	
28.4 MPa (PROV. CÚBICOS 15 cm ARESTA - ENV206)	
24.8 MPa (PROV. CÚBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC.	EC 6-31
A	510	19 Cont. 0.6"
B	520	
C	20	
D	55	
n	8½	
L	540	
M	--	

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

1 - número de espiras

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

Revisão :	A	Alteração :	ANTIVIBRÁTICOS	Data :	17.01.2006
Designação:	RP38 - Reabilitação Ponte de Fagilde PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR		Nº de desenho :	CBLA L5 VSL PTFAGILDE 008A	
	Esquema Geral de Montagem Planta e Corte Longitudinal		Data :	Novembro 2005	Folha :
					1/1

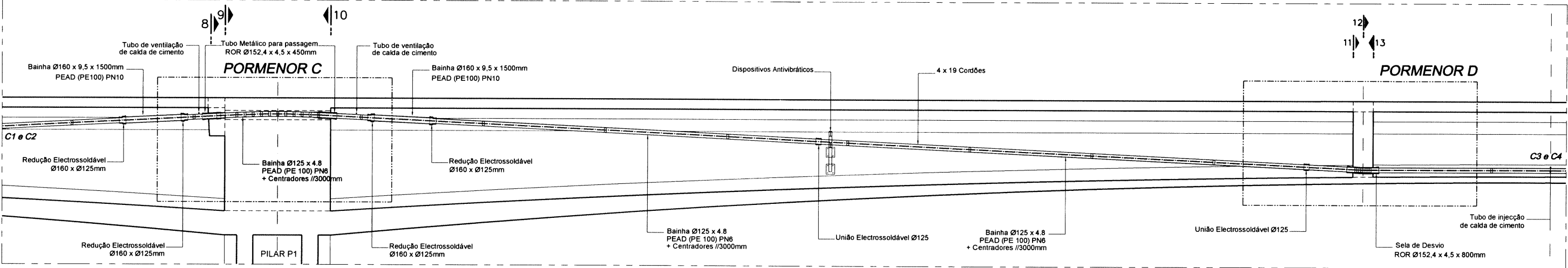
NCMA / Viseu - Mangualde
Nó do Caçador / Mangualde

Escala :
1:100

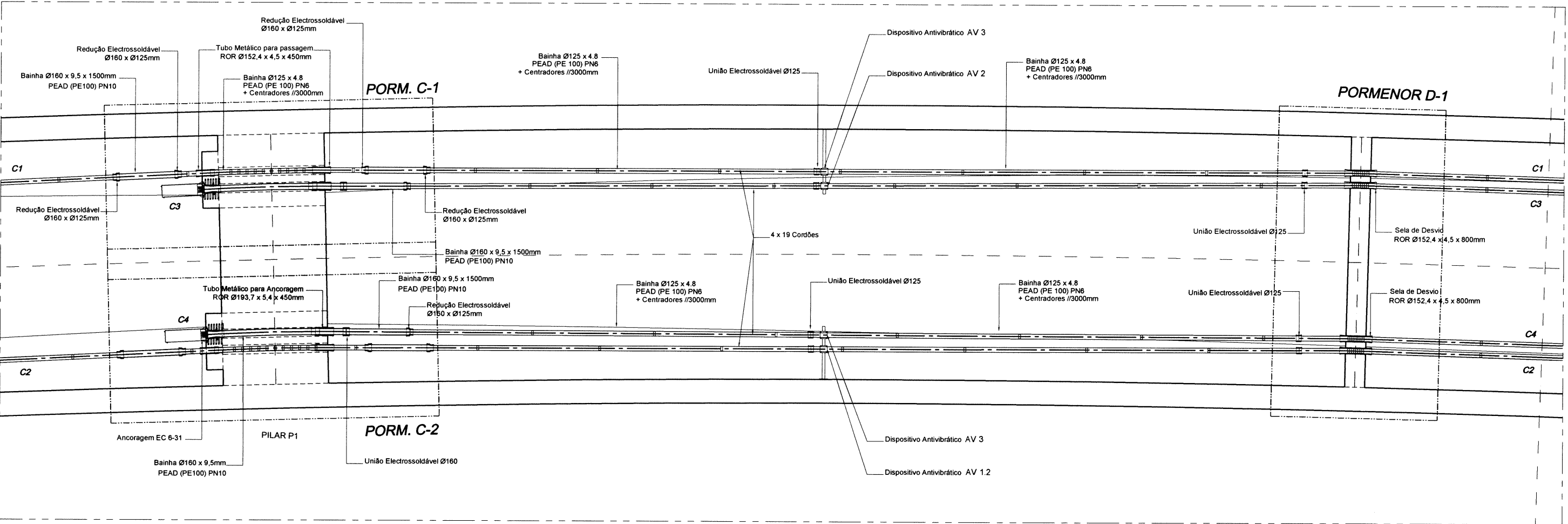
Desenhou :
RT0

Validou :
VMa/CPe

CORTE LONGITUDINAL



PLANTA



NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.
- 4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS)
	pREN 10138-3/INEC E 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO)
	SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23,0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)	
28,4 MPa (PROV. CÚBICOS 15 cm ARESTA - DMY206)	
24,8 MPa (PROV. CÚBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

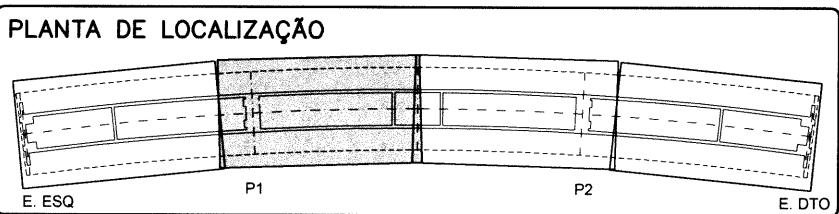
HE	EC 6-31	19 Cent. 0,5"
A	510	
B	520	
C	20	
D	55	
n	8½	
L	540	
M	--	

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

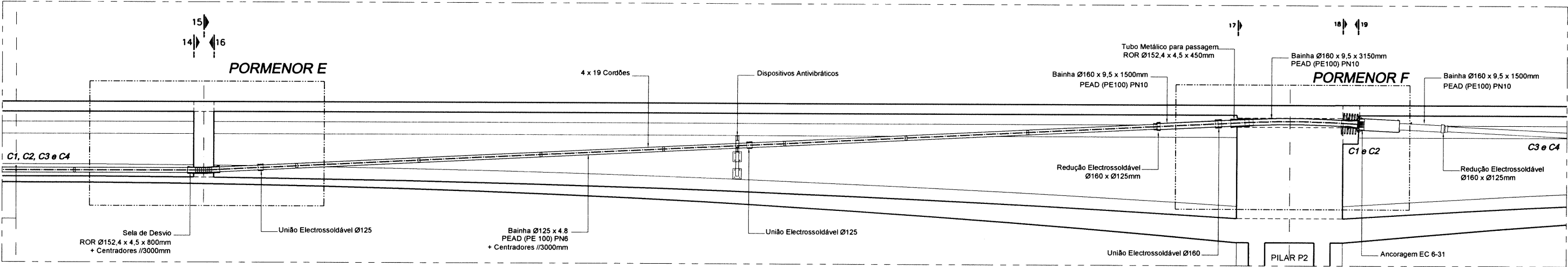
HÉLICES

VISTA POR "X"

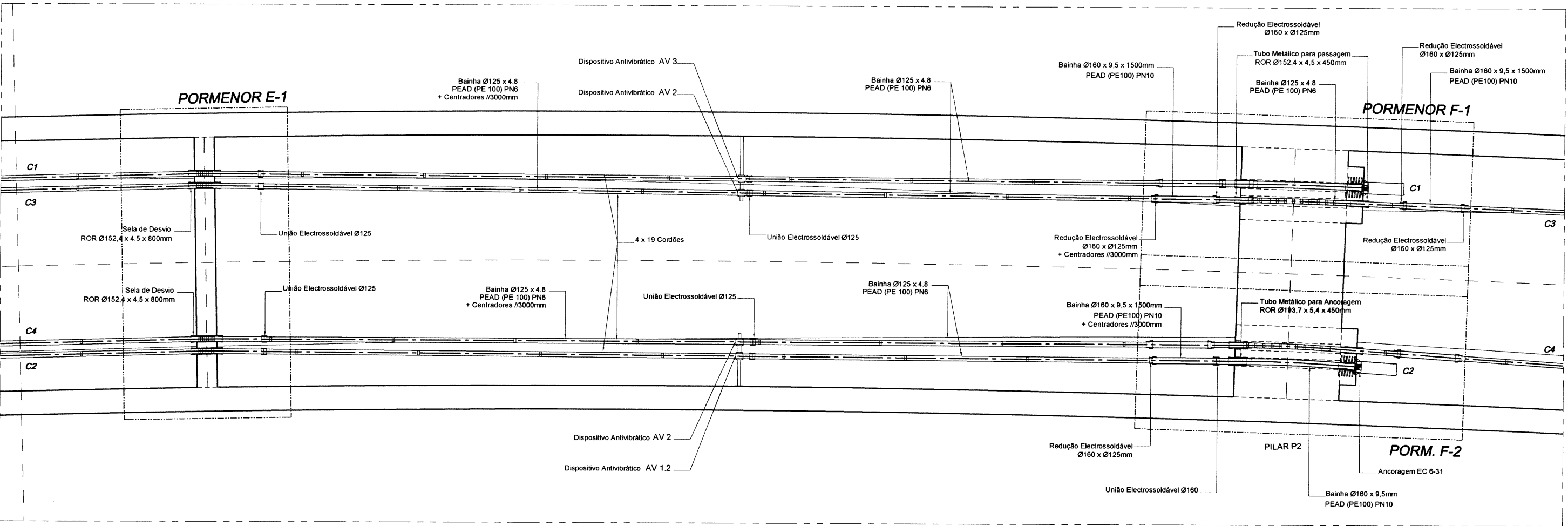
n - número de espiras



CORTE LONGITUDINAL



PLANTA



NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.
- 4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

MATERIAIS

BETÃO: C30/37 - B35

ARMADURAS: A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS)

prEN 10138-3/UNECE 453-2002 (ARMADURAS PRE-EFORSO)

SEÇÃO NOMINAL: 1,4 cm²

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRE-EFORSO

23,0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)

28,4 MPa (PROV. CÚBICOS 15 cm ARESTA - ENV206)

24,8 MPa (PROV. CÚBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

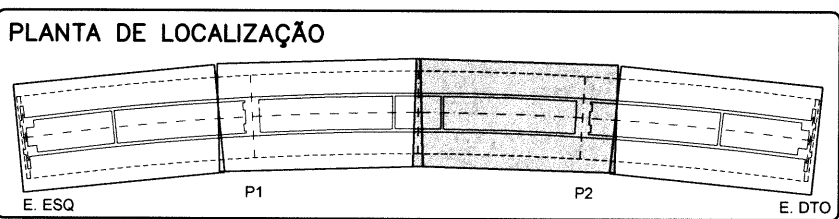
VAR.	ANC.	EC 6-31
A	510	19 Cord. Ø 8"
B	520	
C	20	
D	55	
n	8½	
L	540	
M	--	

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

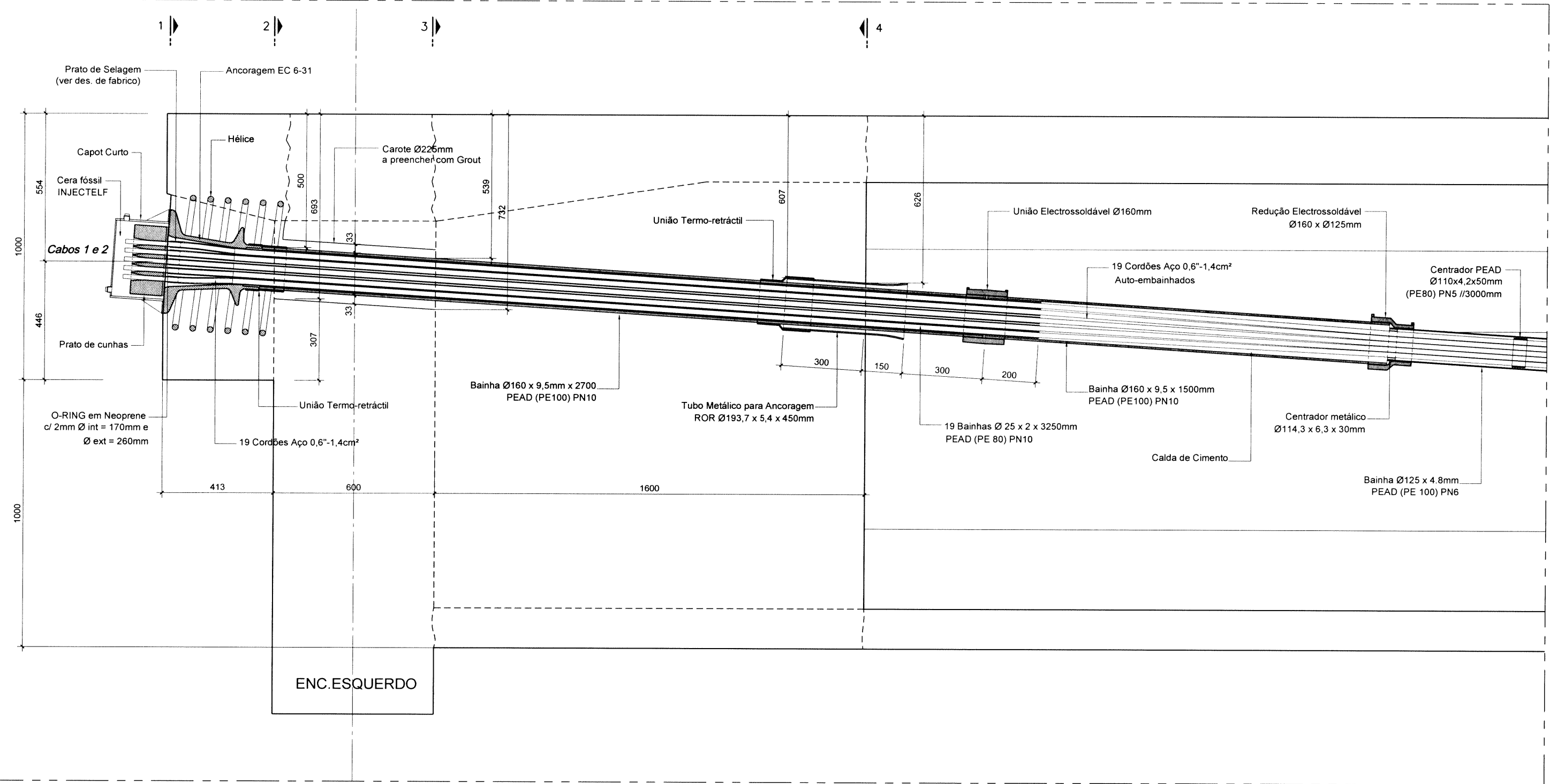
HÉLICES

VESTA POR "X"

n - número de espiras



PORMENOR A
Corte Longitudinal



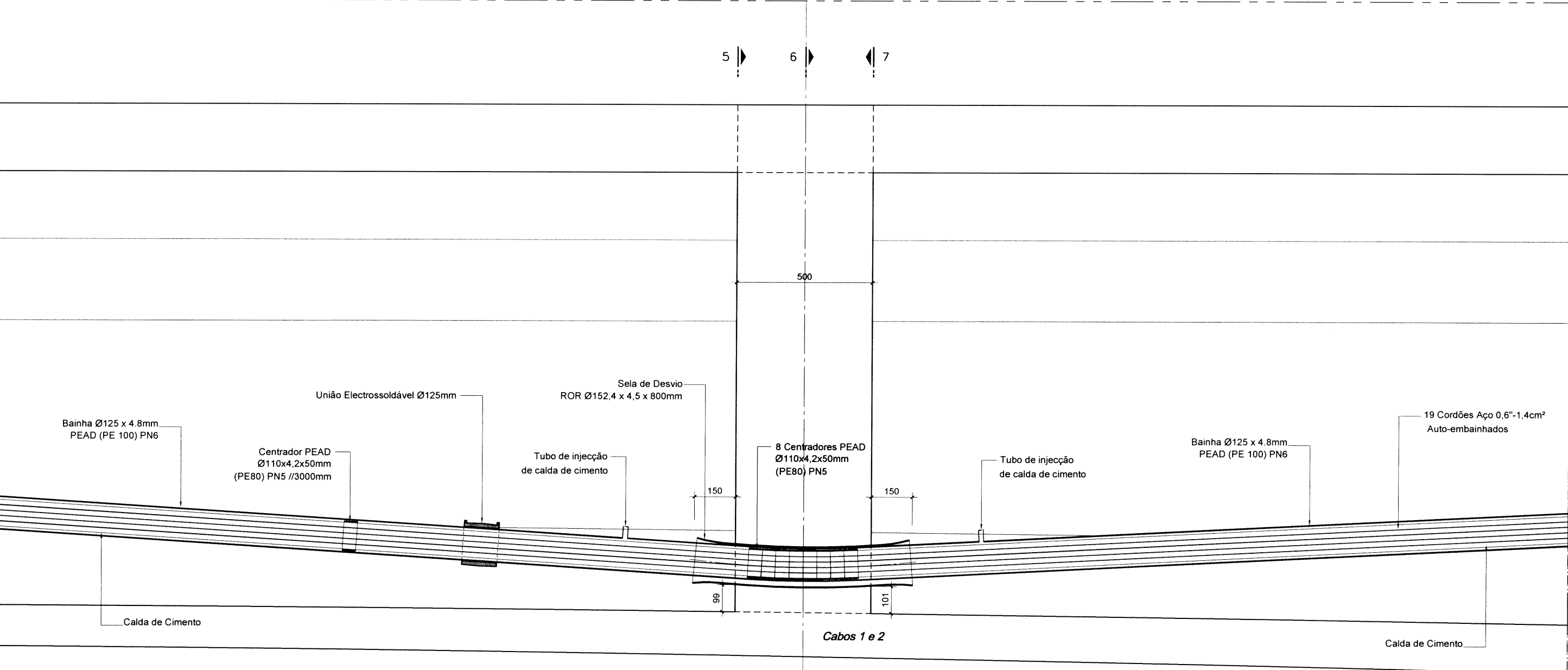
- NOTAS**
- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
 - 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
 - 3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.
 - 4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

MATERIAIS	
BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS) prEN 10138-3/UNECE 453-2002 (ARMADURAS PRE-ESFORÇO) SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRE-ESFORÇO	
23,0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)	
28,6 MPa (PROV. CÚBICOS 15 cm ARESTA - ENV206)	
26,8 MPa (PROV. CÚBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS	
VAR.	ANC. EC 6-31 19 Cord. 0,6"
A	510
B	520
C	20
D	55
n	8%
L	540
M	--
ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"	
HÉLICES	
VISTA POR "X"	
n - número de estrias	

Legenda: Betão novo

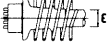


PORMENOR B
Corte Longitudinal



NOTAS

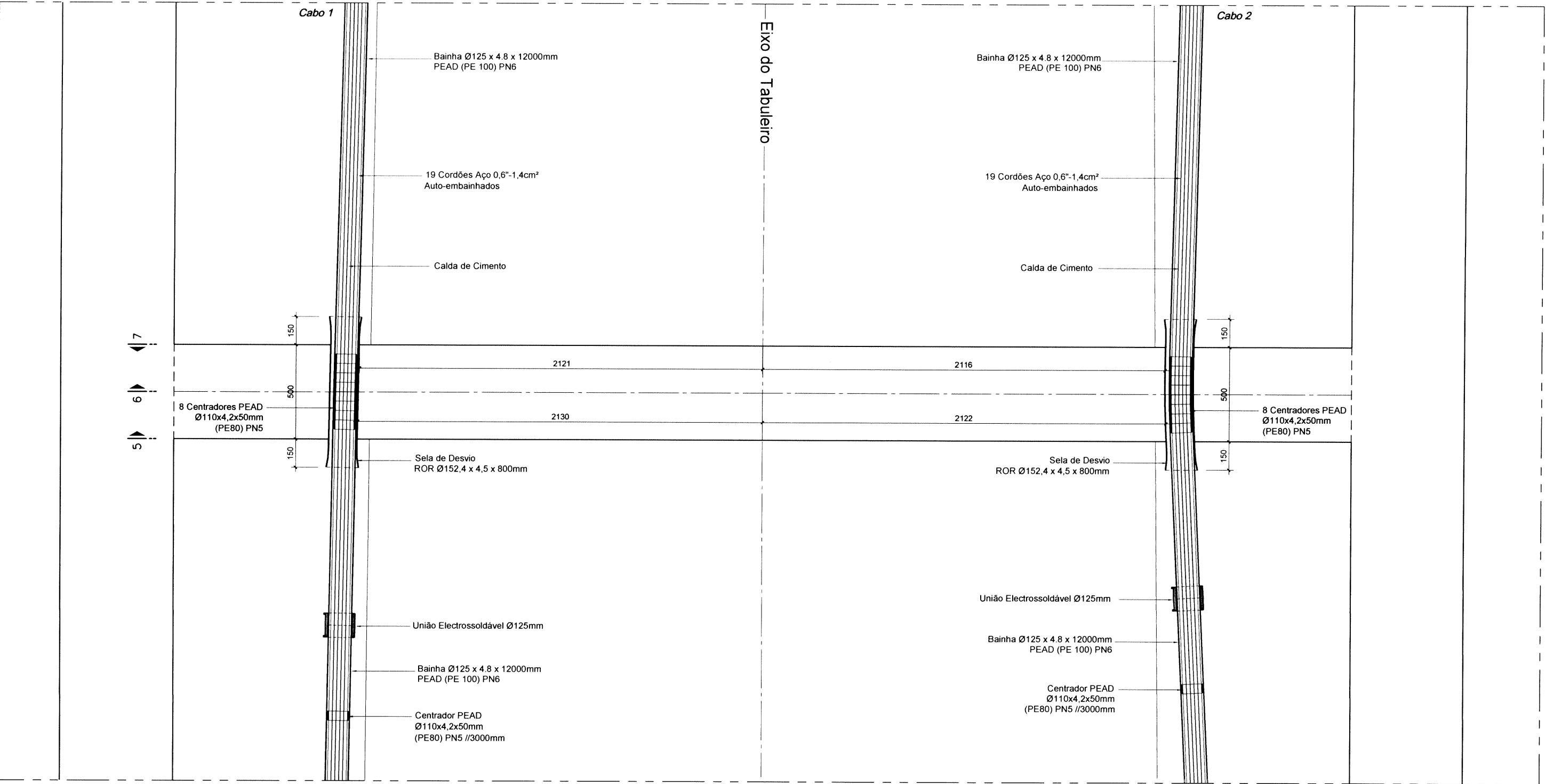
1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.
4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

MATERIAIS	
BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS) prEN 10138-3/1NEC E 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO) SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23.0 MPa (PRONETES CILÍNDRICOS)	
28.6 MPa (PRON. CÍRCULOS 15 cm ARESTA - ENV206)	
26.8 MPa (PRON. CÍRCULOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS		
VAR.	ANC	EC 6-31 19 Cord. 0.6"
A ₉	510	
B	520	
C ₉	20	
D	55	
n	8½	
L	540	
M	--	
ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"		
		
HÉLICES		
		
VISTA POR "X"		
		
n - Número de estios		

Legenda: Betão novo

PORMENOR B-1
Planta



NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA

2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE

3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.

4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

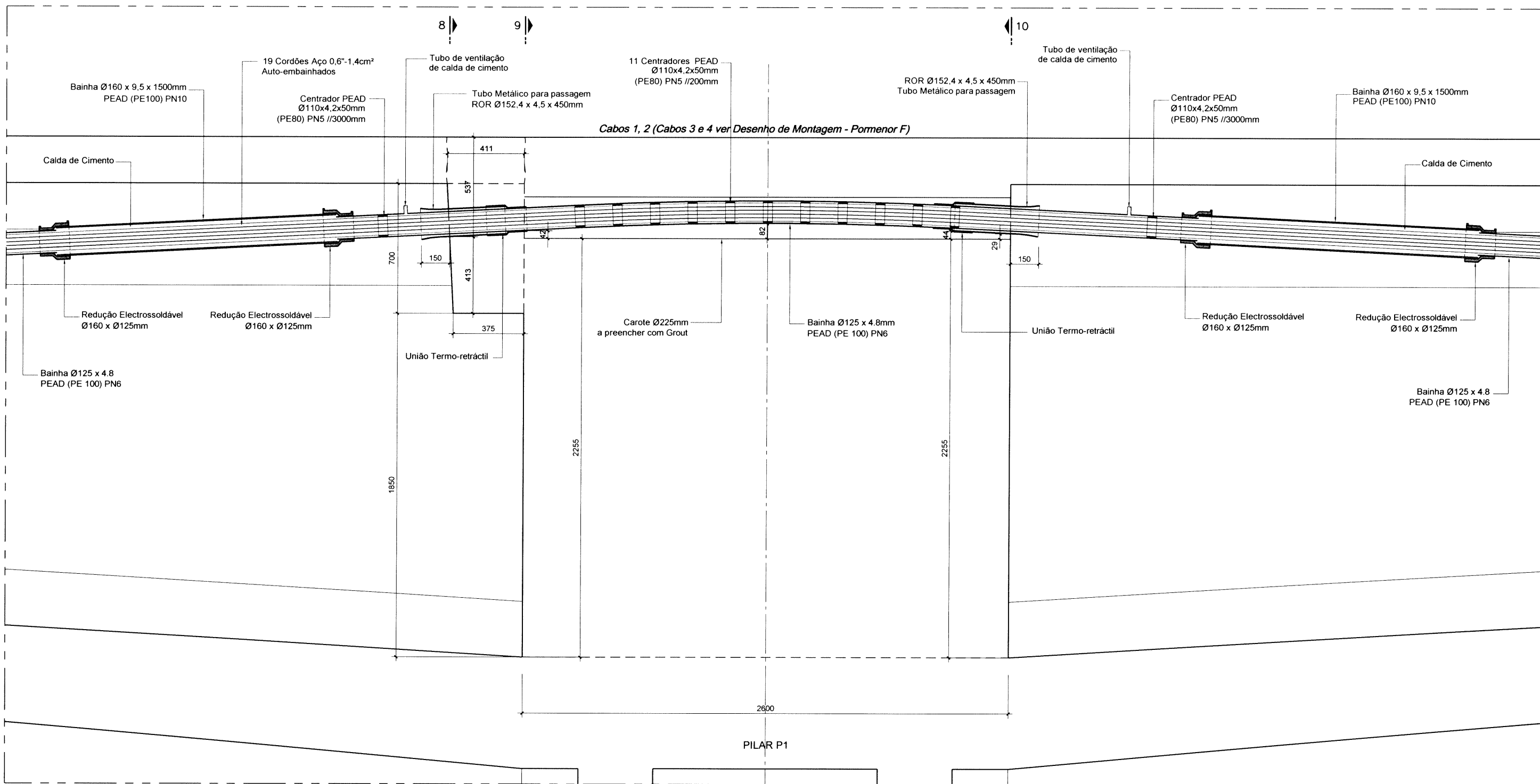
MATERIAIS	
BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINARIAS)
	prEN 10138-3/1NEC E 453-2002 (ARMADURAS PRE-EFORSO)
	SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-EFORSO	
23.0 MPa (PROV. CILÍNDRICOS)	
28.6 MPa (PROV. CÚBICOS 15 cm ARESTA - ENV206)	
26.8 MPa (PROV. CÚBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS	
ANC	EC 6-31
VAR.	19 Cord. 0,6"
A	510
B	520
C	20
D	55
n	8 1/2
L	540
M	--
ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"	
HÉLICES	
VISTA POR "X"	
n - número de espiras	

Legenda: Betão novo

PORMENOR C

Corte Longitudinal



NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESSEIRA DOS ELEMENTOS A LIGAR.
- 4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM

MATERIALS

BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORÇAMENTÁRIAS)
	prEN 10138-3/UNECE 453-2002 (ARMADURAS PRE-ESFORÇO)
	SEÇÃO NOMINAL: 1,4 cm ²

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO

21,0 MPa	PROV. CILINDROS (C - EMV206)
28,6 MPa	PROV. CUBOS 15 cm ARESTA - (EMV205)
26,8 MPa	PROV. CUBOS 10 cm ARESTA - (PRFAP1)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

ANC	EC 6-31 19 Carb. 0.6"
A ₁	510
B	520
C	20
D	55
n	8½
L	540
	--

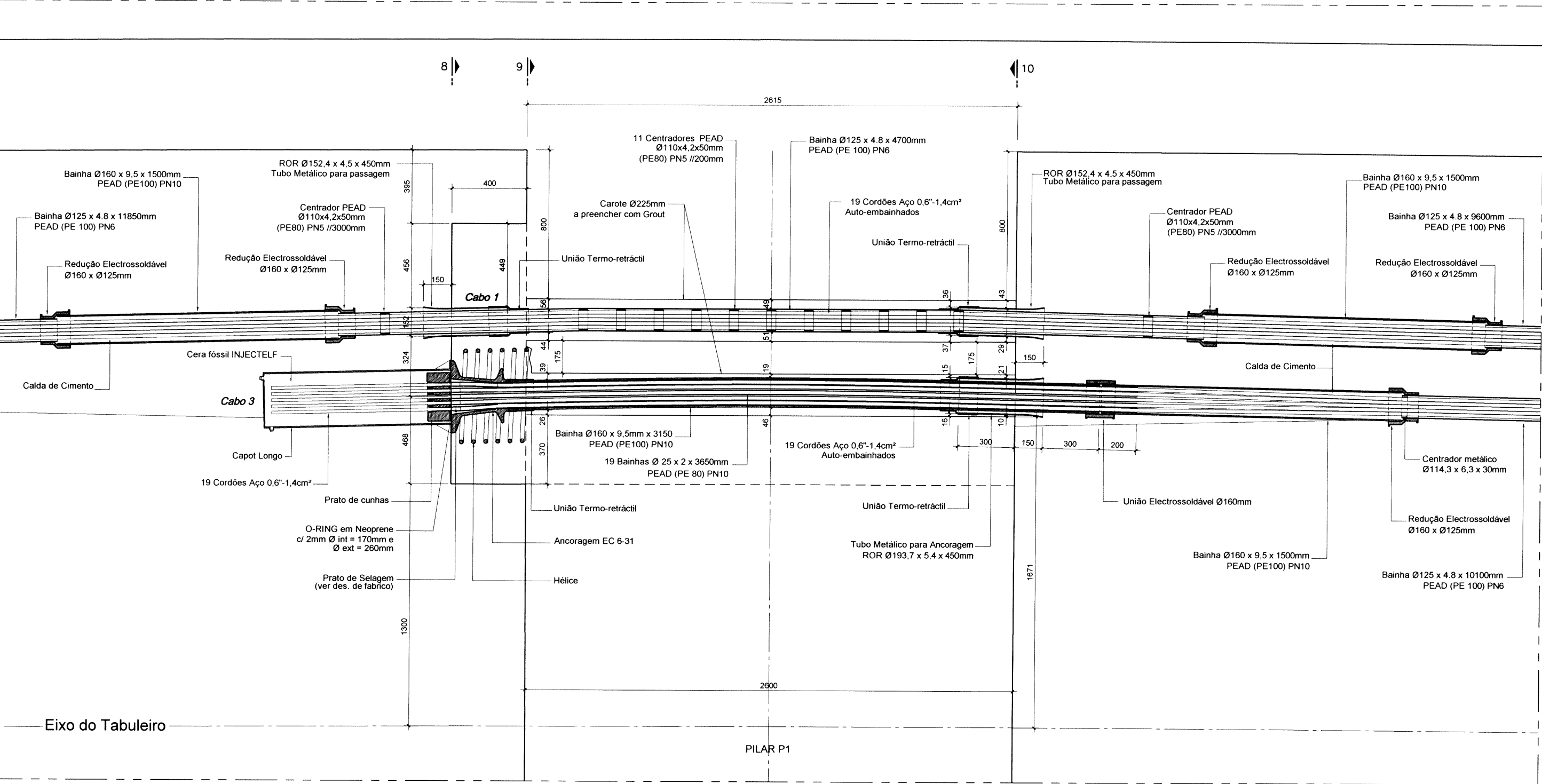
ANCORAGEM ATIVA
VSL - TIPO "EC"

HELICES

VISTA POR "Y"

Legenda: Betão novo

PORMENOR C-1
Planta



NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA

2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.

4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

MATERIAIS	
BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS)
	prEN 10138-3/INEC E 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO)
	SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)	
28.6 MPa (PROV. CÚBICOS 15 cm ARESTA - ENV206)	
26.8 MPa (PROV. CÚBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS			
VAR.	ANC.	EC 6-31	19 Cord. 0.6"
A		510	
B		520	
C		20	
D		55	
n		8%	
L		540	
M		--	

ANCORAGEM ACTIVA
VSL - TIPO "EC"

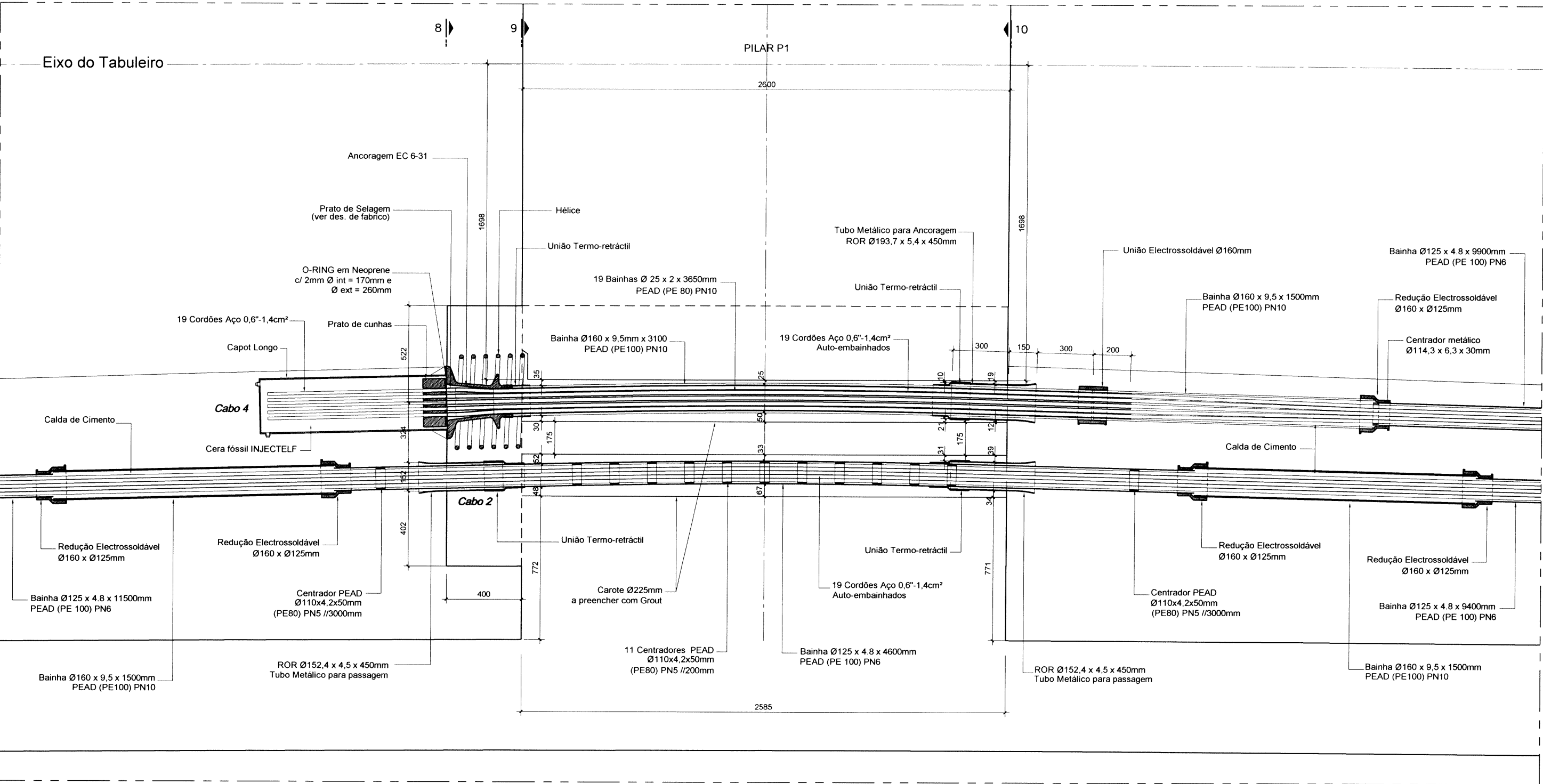
HÉLICES

VISTA POR "X"

(n - número de espiras)

Legenda: Betão novo

PORMENOR C-2
Planta



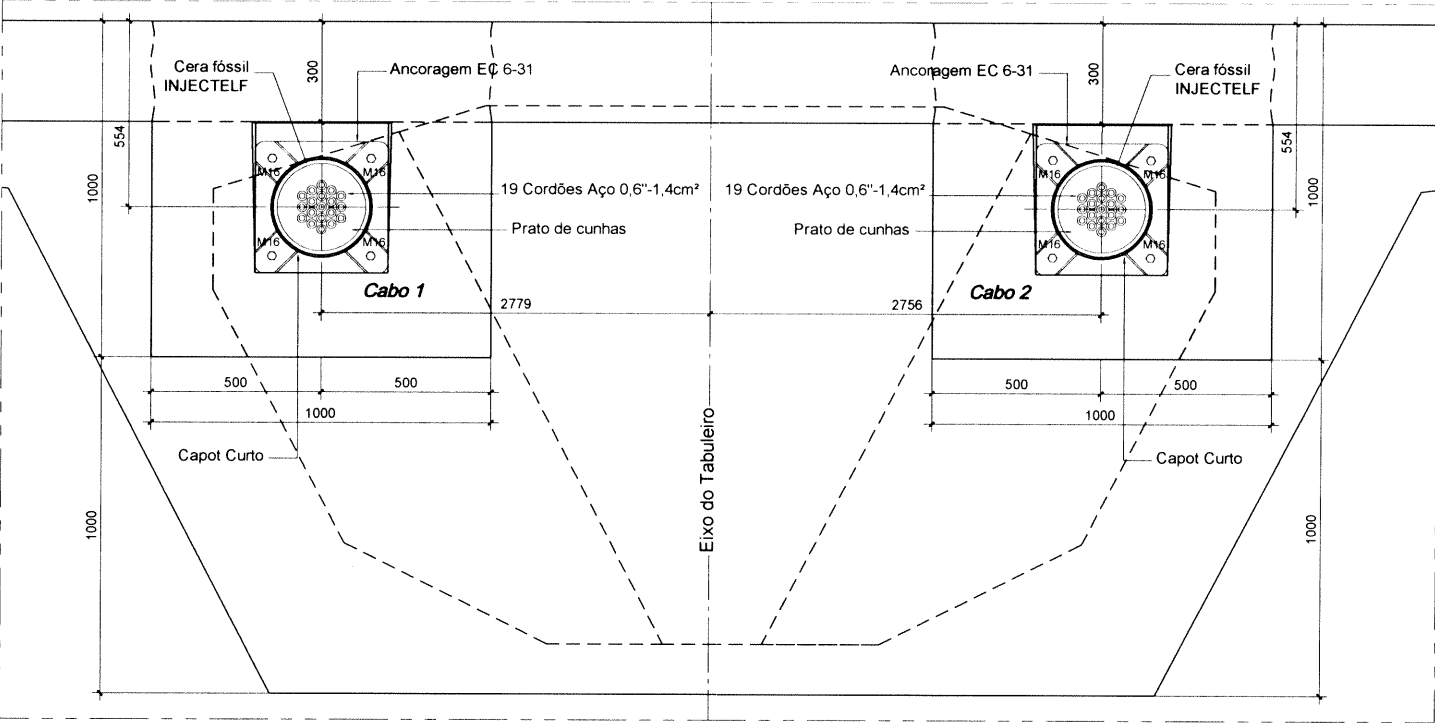
- NOTAS**
- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
 - 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
 - 3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.
 - 4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

MATERIAIS	
BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS)
	prEN 10138-3/UNECE 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO)
	SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23,0 MPa (PRÓV. CILÍNDRICOS)	
28,6 MPa (PRÓV. CÔNICOS 15 cm ARESTA - ENV206)	
26,8 MPa (PRÓV. CÔNICOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

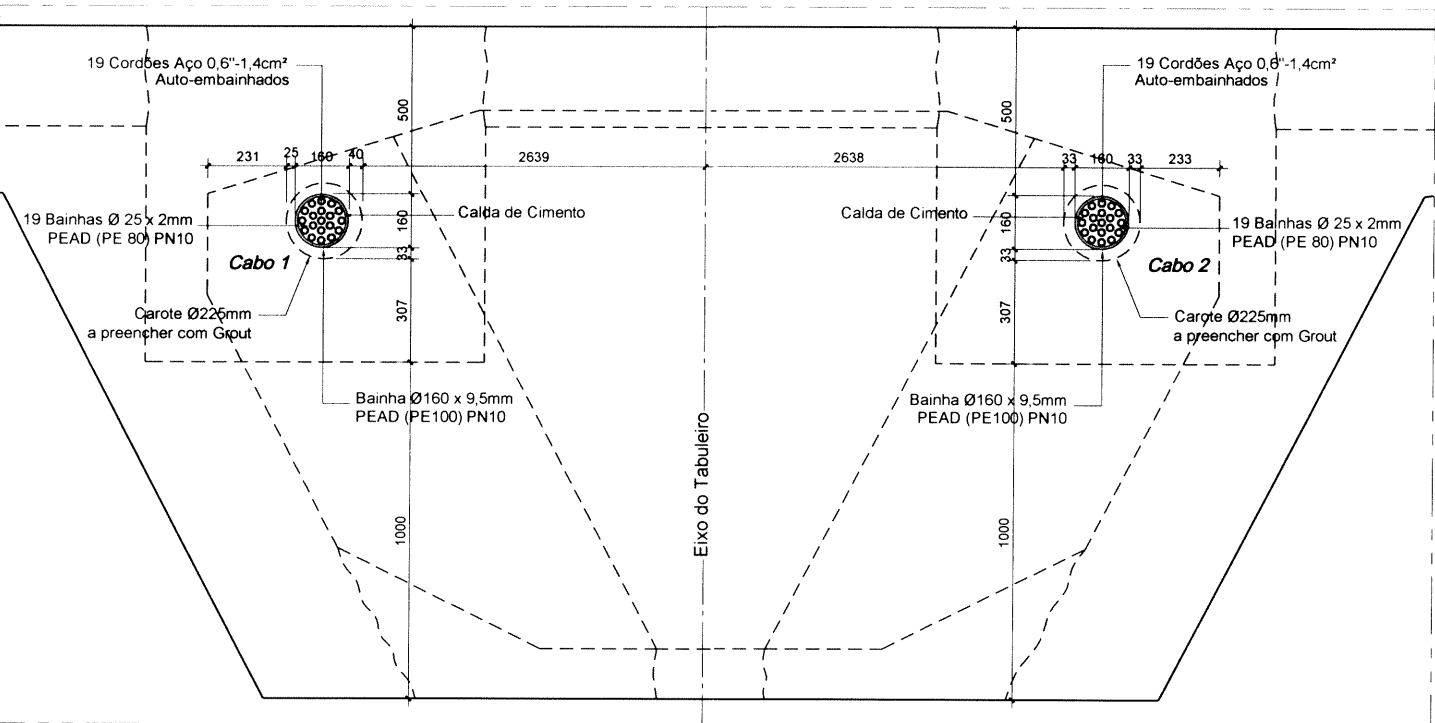
QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS	
ANC. EC 6-31 19 Cord. 0,6"	
VAR.	
A	510
B	520
C	20
D	55
n	8%
L	540
M	--
ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"	
HÉLICES	
VISTA POR "Y"	
n - número de estros	

Legenda: Betão novo

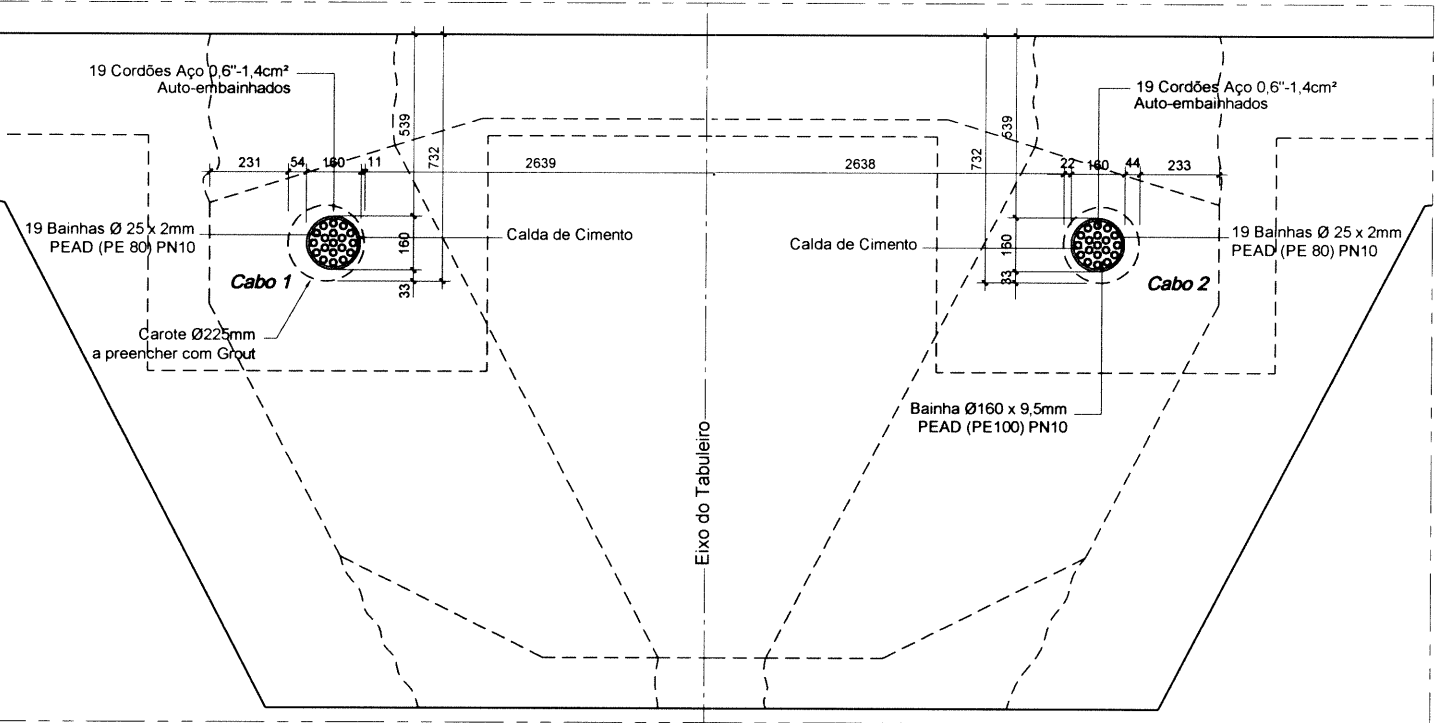
CORTE TRANSVERSAL 1



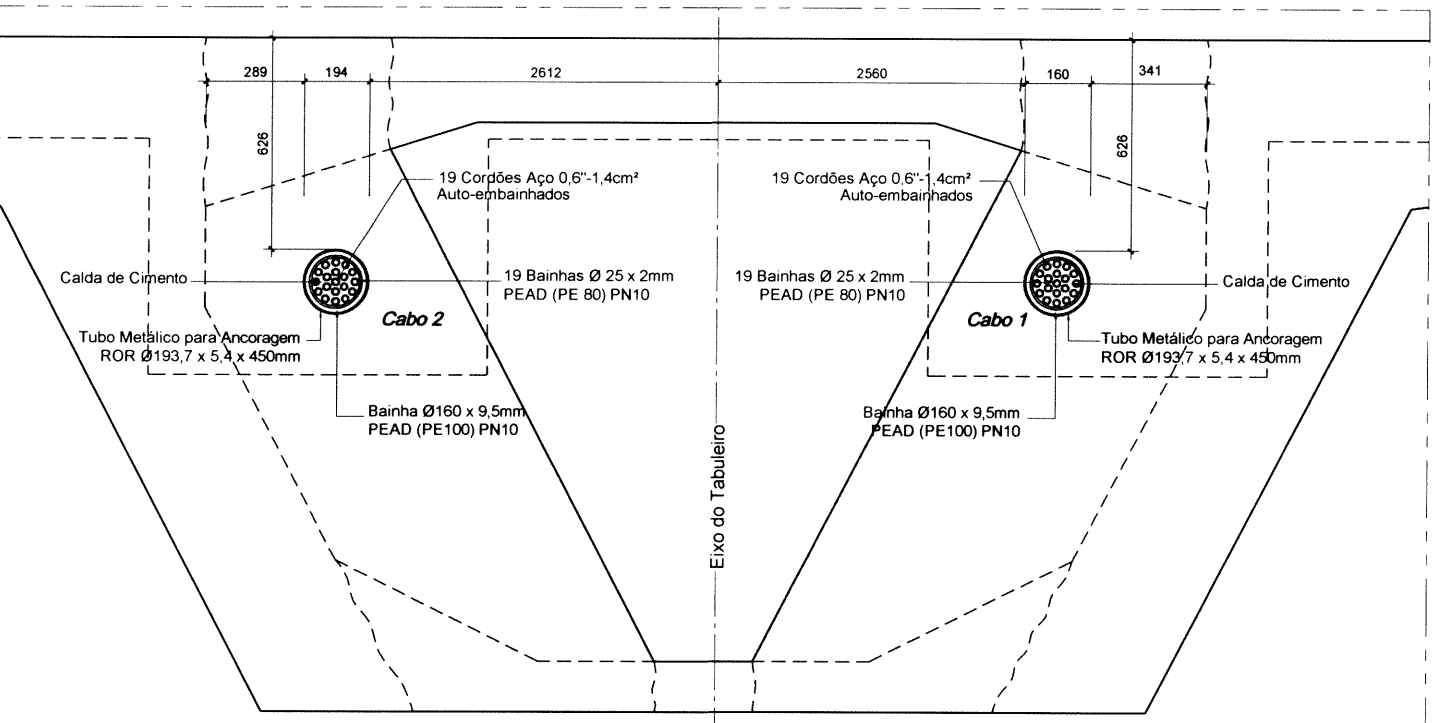
CORTE TRANSVERSAL 2



CORTE TRANSVERSAL 3



CORTE TRANSVERSAL 4



NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE
- 3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESSEIRA DOS ELEMENTOS A LIGAR.
- 4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

MATERIAIS

BETÃO: C30/37 - B35

ARMADURAS: A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS)

PREENCHIMENTO: prEN 10138-3/LNEC E 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO)

SEÇÃO NOMINAL: 1,4 cm²

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO

23,0 MPa (PROJETOS CILÍNDRICOS)

28,4 MPa (PROV. CÚBICOS 15 cm ARESTA - ENV206)

26,8 MPa (PROV. CÚBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS	
HELICES	BAINHAS
ANC	EC 6-31
VME	19 Cord. 0,6"
A _p	510
B	520
C _p	20
D	55
n	8½
L	540
M	---

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

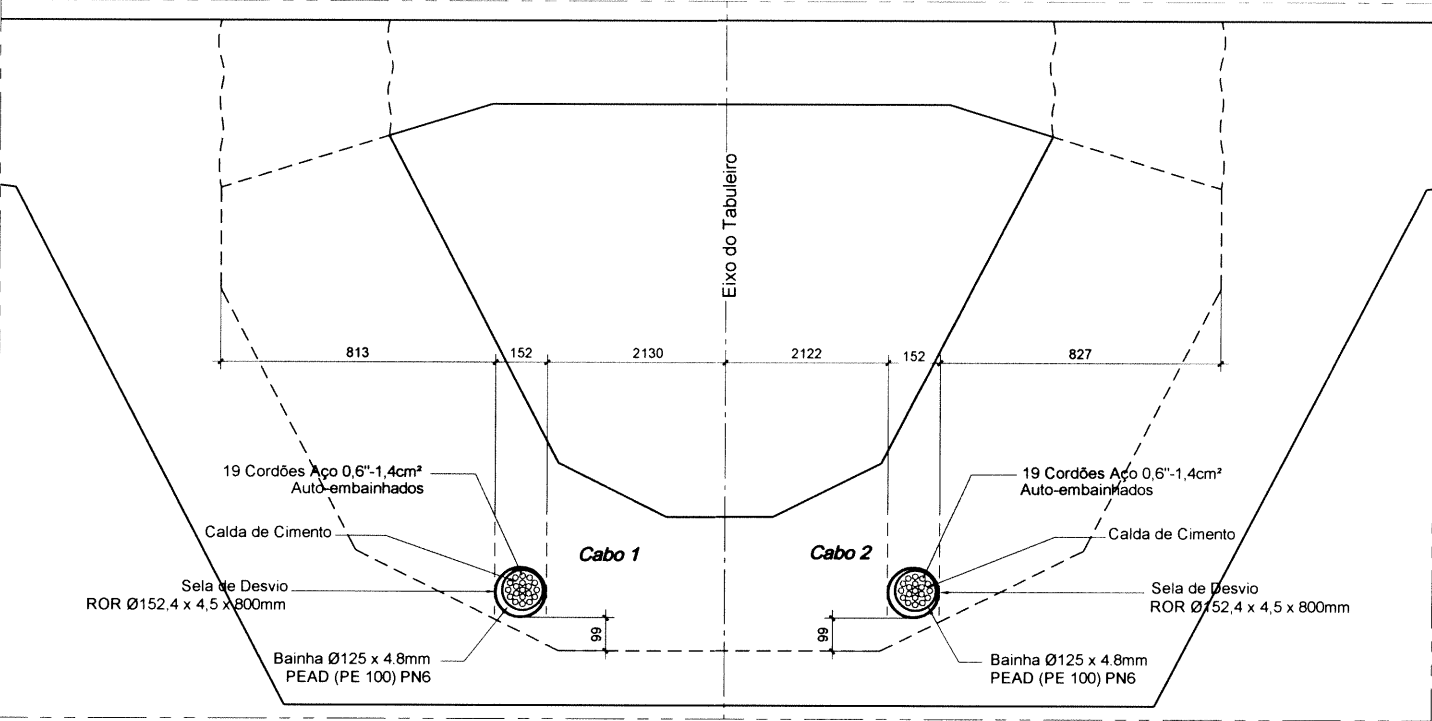
HELICES

VISTA POR "X"

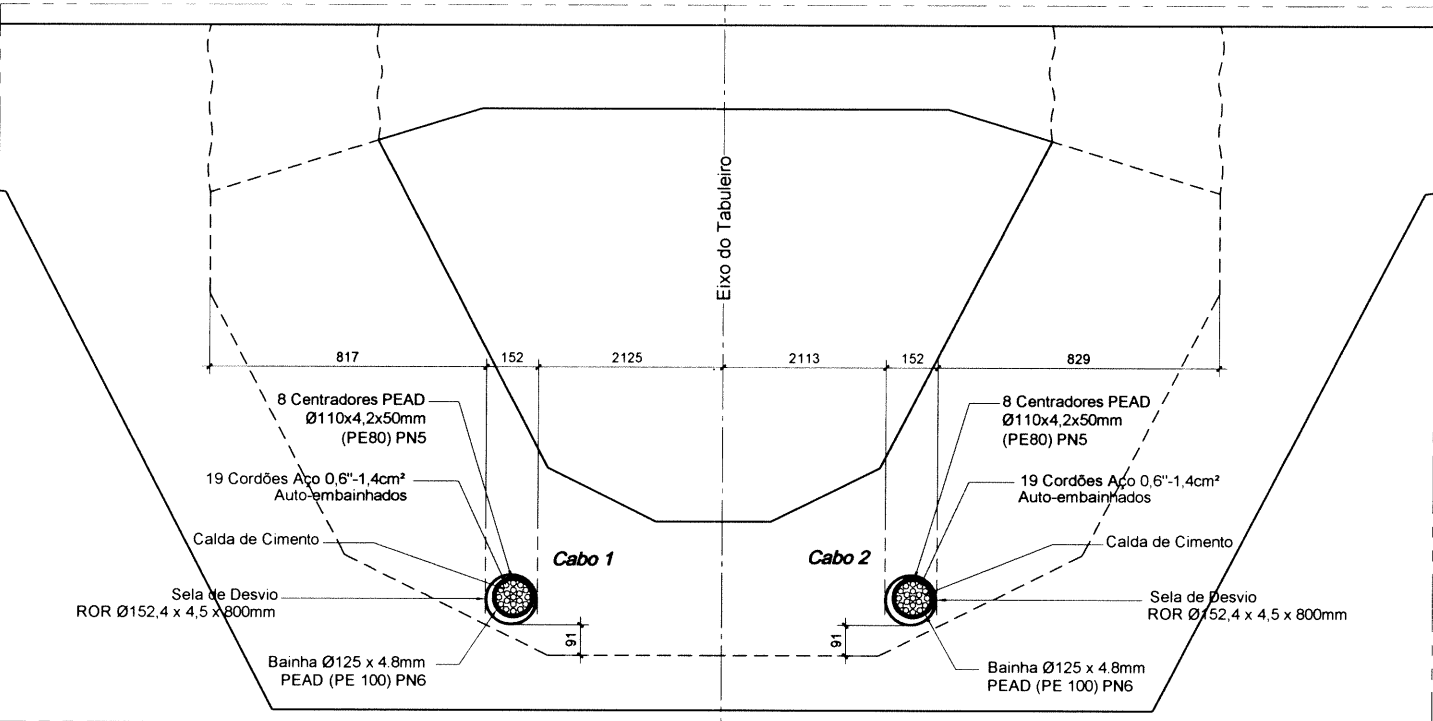
n - número de espiras

Legenda: Betão novo

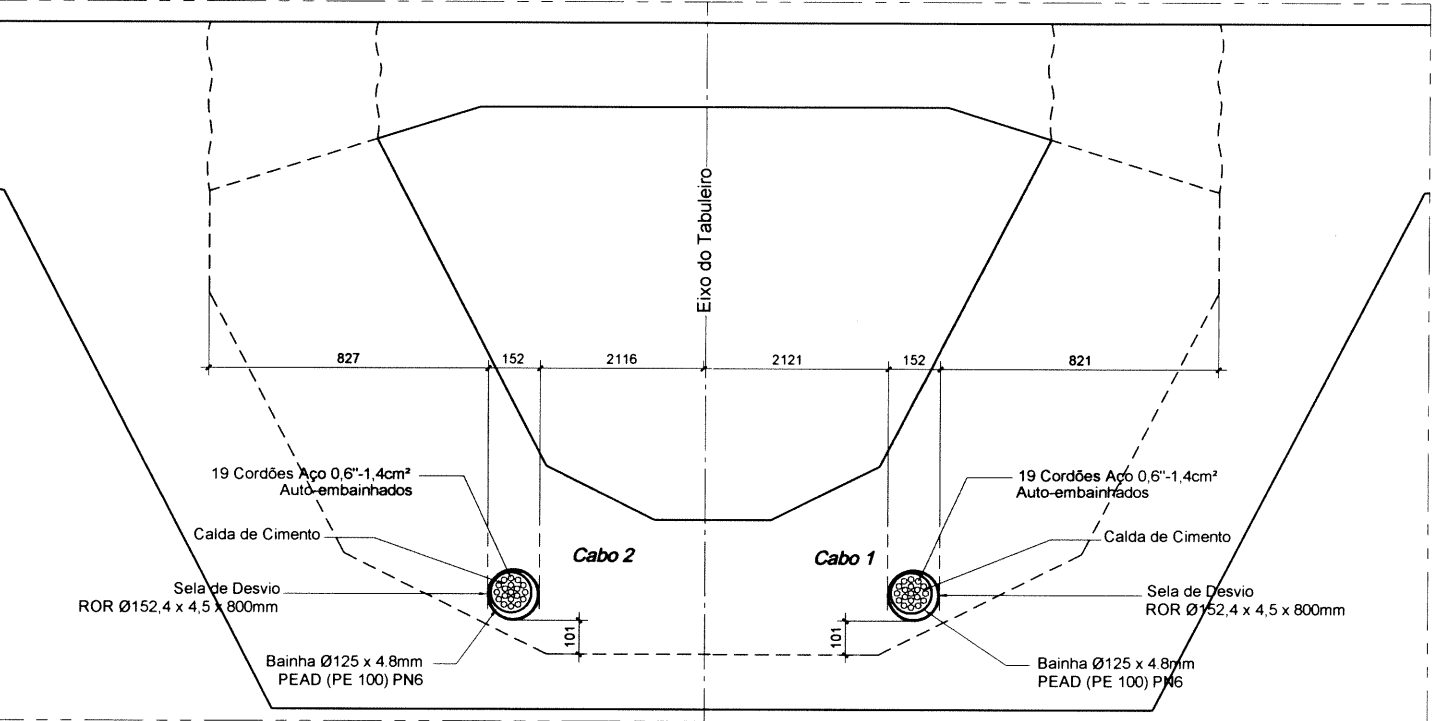
CORTE TRANSVERSAL 5



CORTE TRANSVERSAL 6



CORTE TRANSVERSAL 7



NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.
- 4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS) pEN 10138-3/UNECE 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO) SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
21,0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)	
28,4 MPa (PROV. CÚBICOS 15 cm ARESTA - EN4206)	
26,8 MPa (PROV. CÚBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

ANC.	EC 6-31	19 Cord. 0,6"
VAL.		
A	510	
B	520	
C	20	
D	55	
n	8½	
L	540	
M	--	

ANCORAGEM ACTIVA
VSL - TIPO "EC"

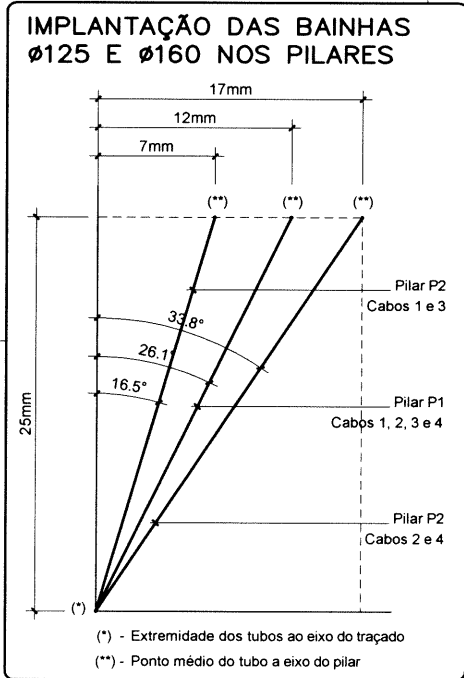
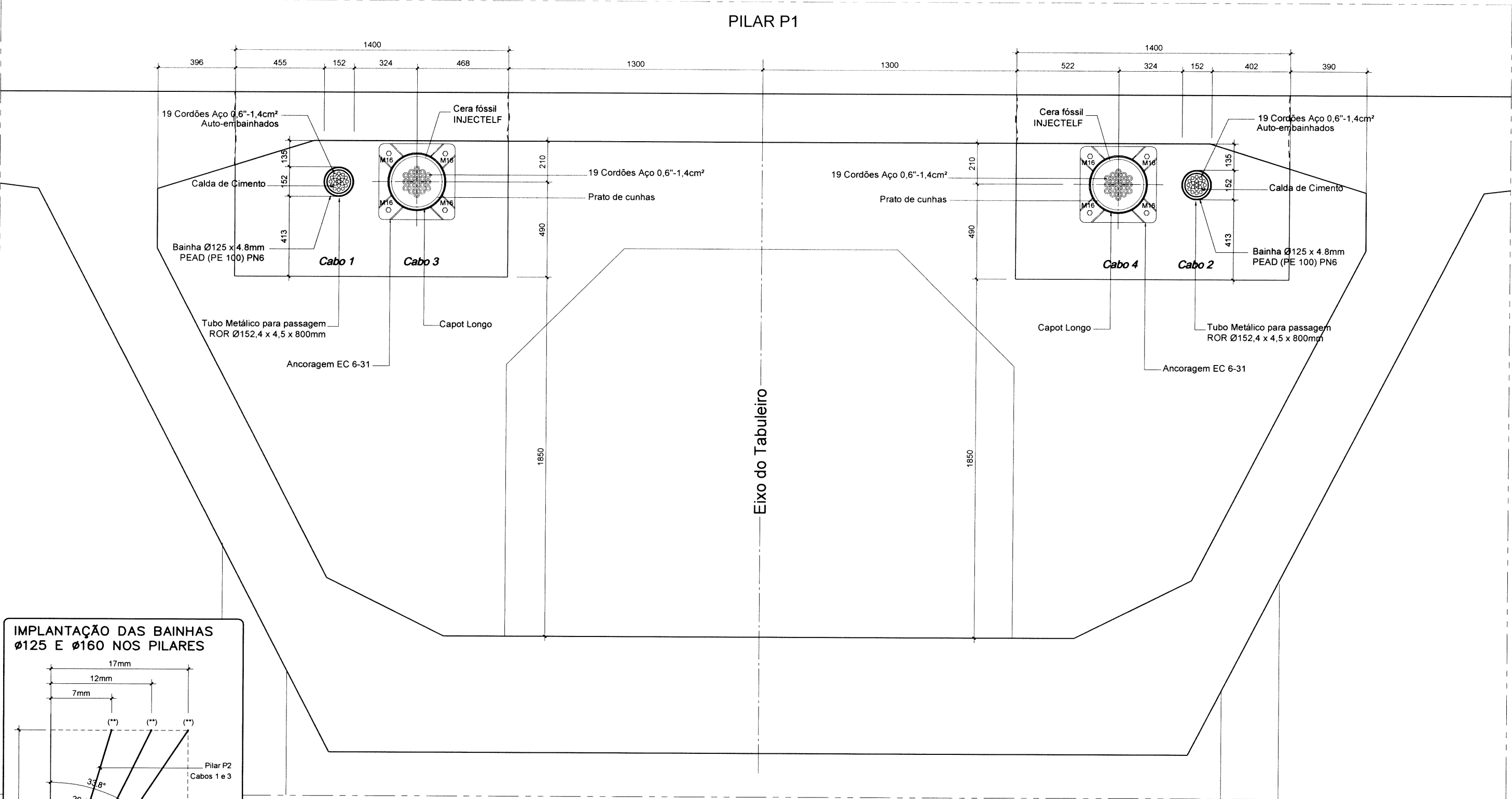
HÉLICES

VISTA POR "x"

n - número de espiras

Legenda: Betão novo

CORTE TRANSVERSAL 8



NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.
- 4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

MATERIAIS	
BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS) prEN 10138-3/UNECE 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO) SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
21,0 MPa (PROV. CILÍNDRICOS)	
28,4 MPa (PROV. CÚBICOS 15 cm ARESTA - ENV206)	
26,8 MPa (PROV. CÚBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS	
ANC	EC 6-31
VAR.	19 Cord. 0,6"
A	510
B	520
C	20
D	55
n	8½
L	540
M	--

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

HELICES

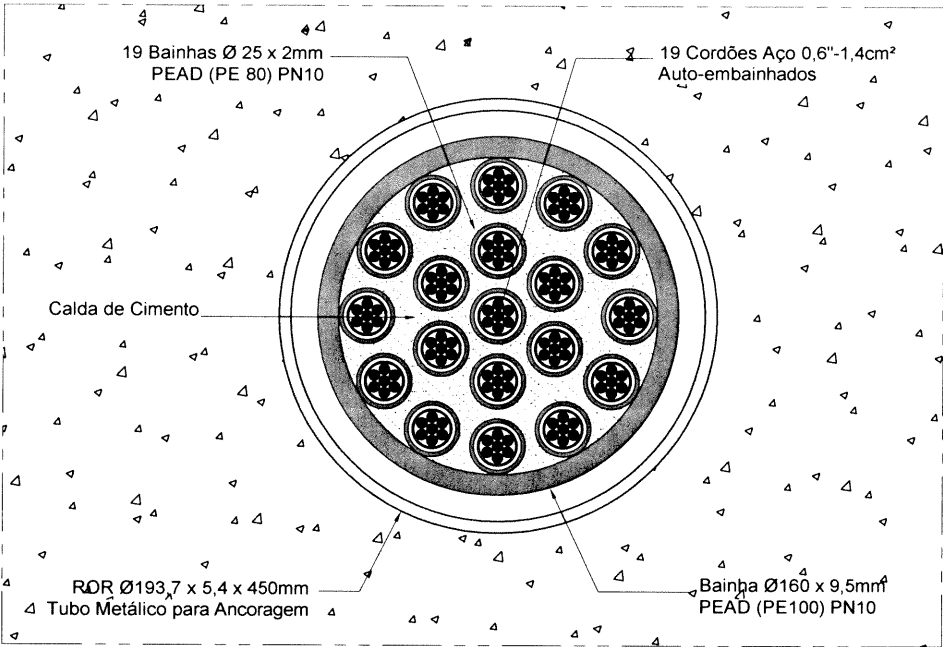
VISTA POR "X"

n - número de espiras

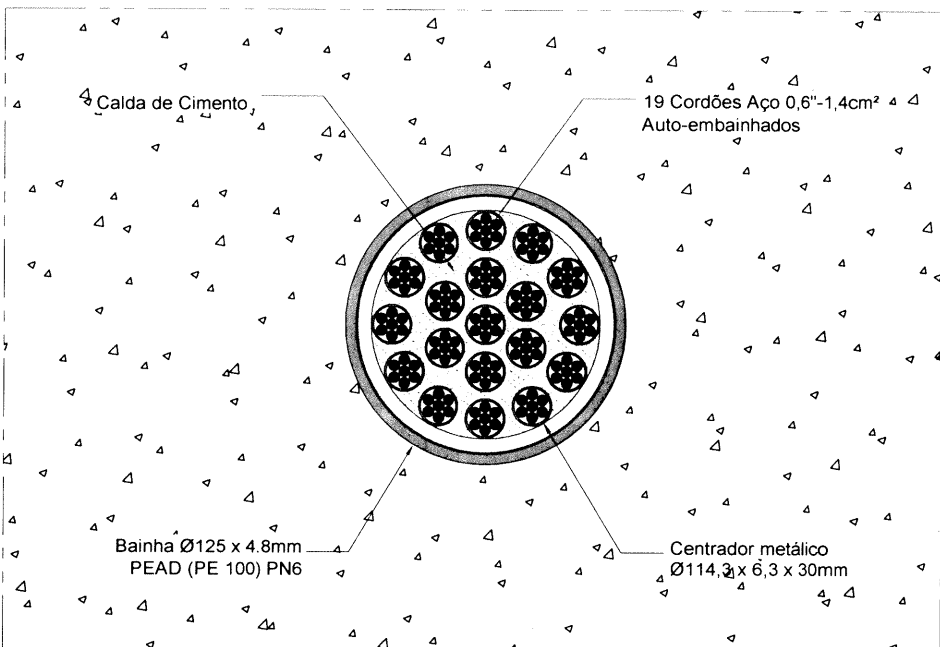
Legenda: Betão novo

CORTES TRANSVERSAIS TIPO DOS CABOS

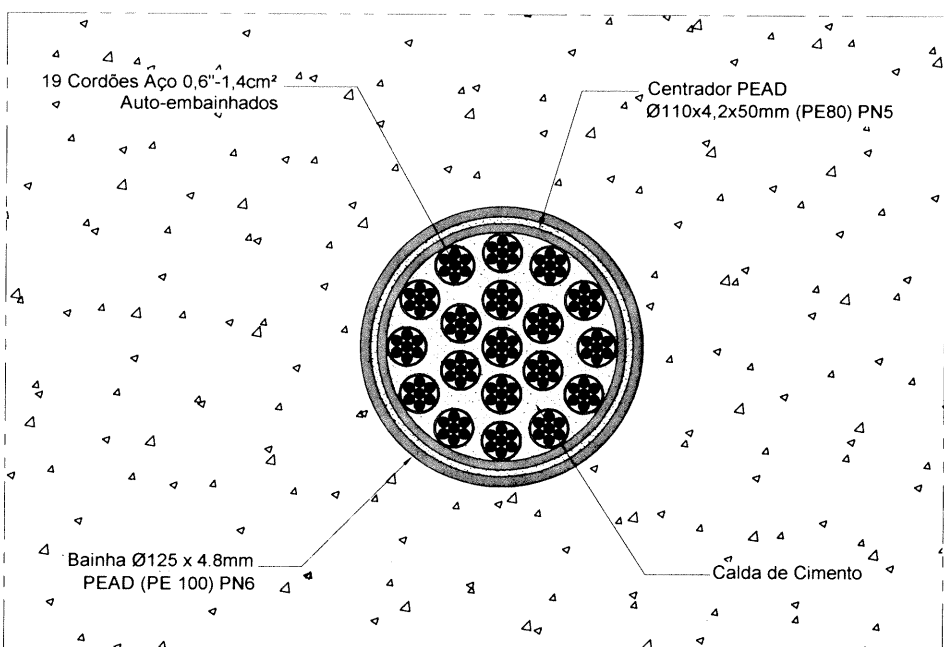
PEAD Ø160 em Tubo metálico para Ancoragem



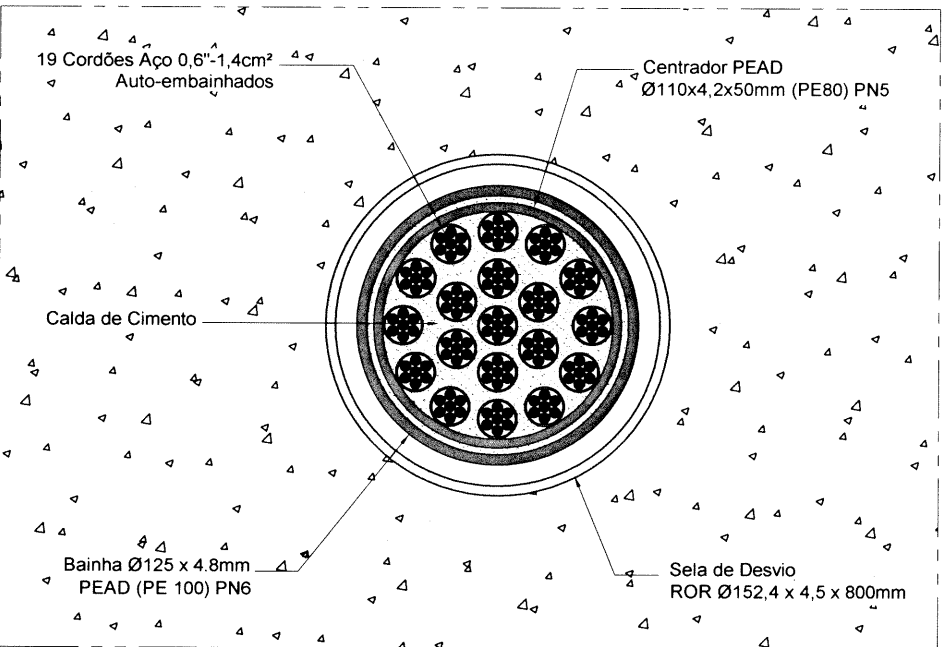
PEAD Ø125 com Centrador metálico



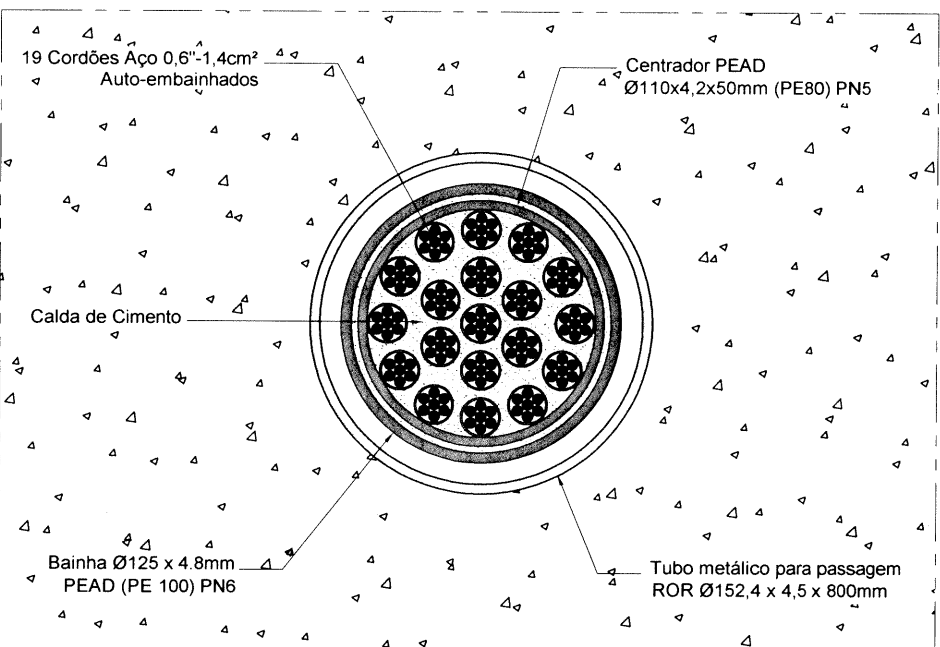
PEAD Ø125 com Centrador PEAD



PEAD Ø125 em Sela de Desvio



PEAD Ø125 em Tubo metálico para passagem



NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESSEIRA DOS ELEMENTOS A LIGAR.
- 4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FIXOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

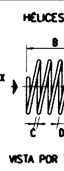
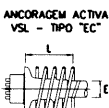
MATERIAIS

BETÃO	C30/37 - B35
ARMADURAS	A 500 NR (ARMADURAS ORDINARIAS) prEN 10138-3/NEC E 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO) SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm²

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO,
A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO
23,0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)
28,4 MPa (PROV. CÚBICOS 15 cm ARESTA - ENV206)
26,8 MPa (PROV. CÚBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

HELICES	BAINHAS
AMC	EC 6-31
VME	19 Cord. 0,6"
A	510
B	520
C	20
D	55
n	8%
L	540
M	--



n - número de estílos

Inf. Técnica



NCMA / Viseu - Mangualde
Nó do Caçador / Mangualde

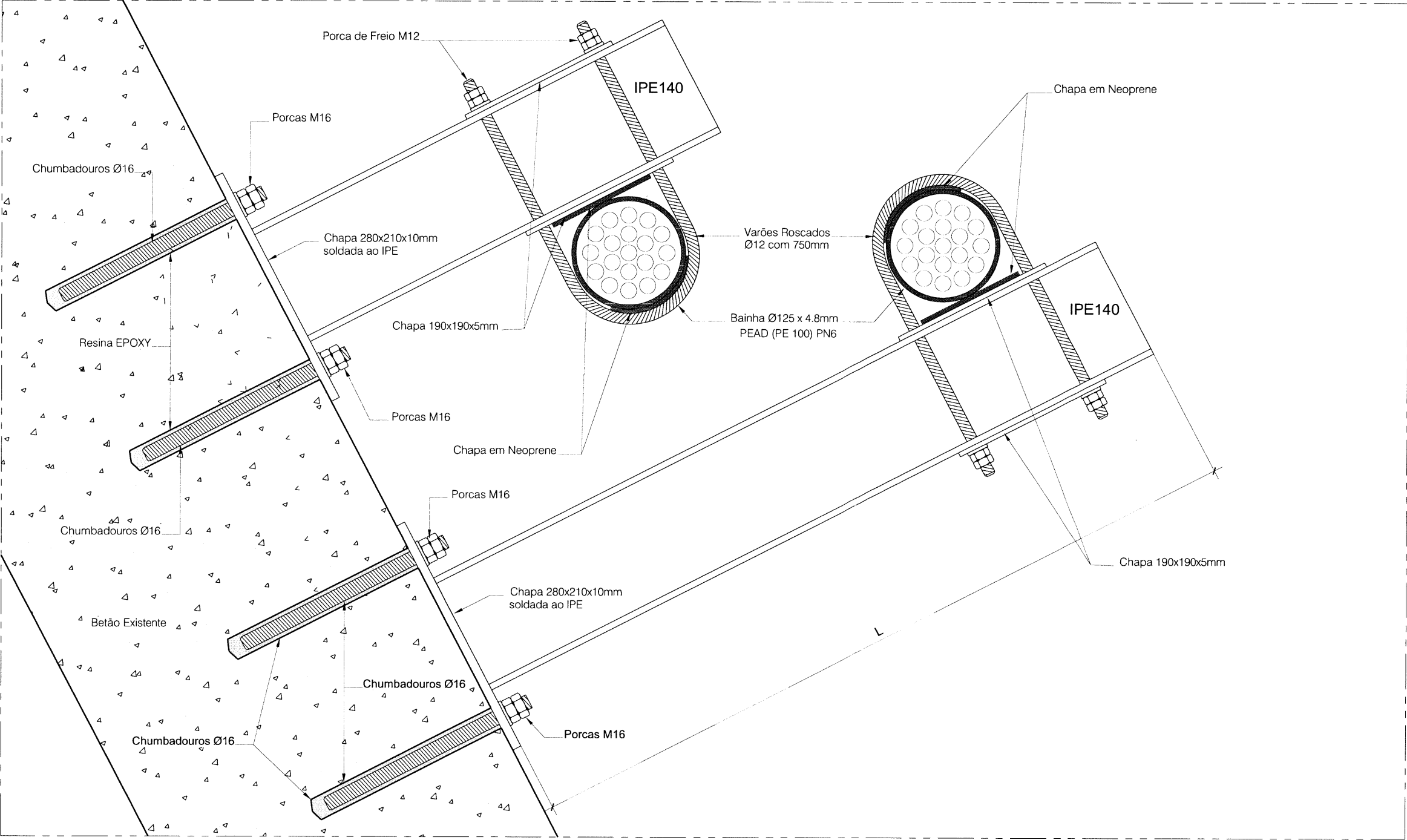
Escala :
1:2,5

Desenhou :
RTo
Validou :
VMa/CPe

Revisão :	Alteração :	Data :
Designação: RP38 - Reabilitação Ponte de Fagilde PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR Desenho de Montagem Cortes Transversais Tipo das Bainhas	Nº de desenho : CBLA L5 VSL PTFAGILDE 044 Data : Novembro 2005	Folha : 1/1

PORMENOR DE MONTAGEM DOS DISPOSITIVOS ANTIVIBRÁTICOS

Corte Transversal



NOTAS

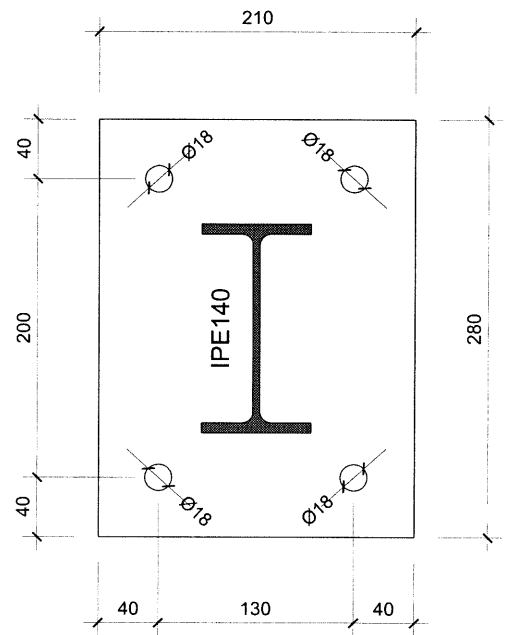
- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE
- 3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.
- 4 - OS DISPOSITIVOS ANTIVIBRATÓRIOS DEVERÃO SER IMPLANTADOS A MEIO ENTRE PONTOS FINOS. VER ESQUEMAS GERAIS DE MONTAGEM.

MATERIAIS:

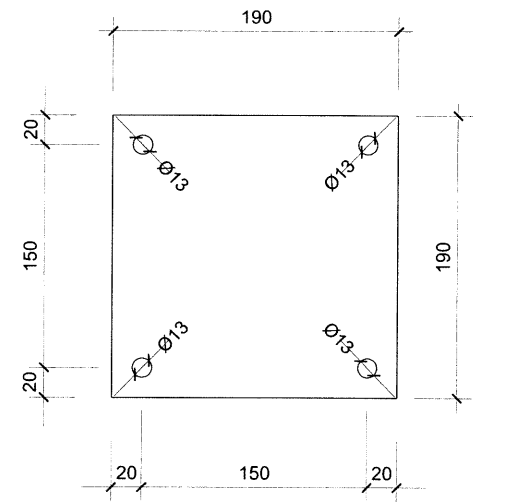
Perfis Metálicos	S235
Chapas e Reforços	S235
Parafusos e Chumbadouros	Classe 8.8
Galvanização	8µm

PORMENOR DE FABRICO

Chapa 280x210x10mm



Chapa 190x190x5mm



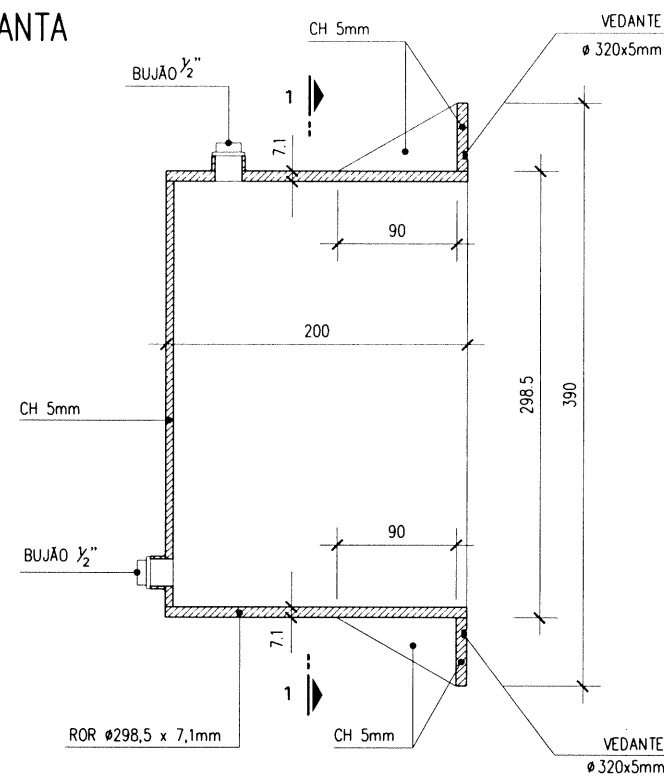
Antivibrático	Quantidade	L (mm)
AV 1.1	2	500
AV 1.2	5	750
AV 2	4	1300
AV 3	5	1000

Revisão :	A	Alteração :	REVISÃO GERAL	Data :	17.01.2005
Designação:	RP38 - Reabilitação Ponte de Fagilde		Nº de desenho :	CBLA L5 VSL PTFAGILDE 045A	
	PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR		Data :	Novembro 2005	Folha :
	Desenho de Montagem e Fabrico dos				1/1
	Dispositivos Antivibráticos - Pormenores				

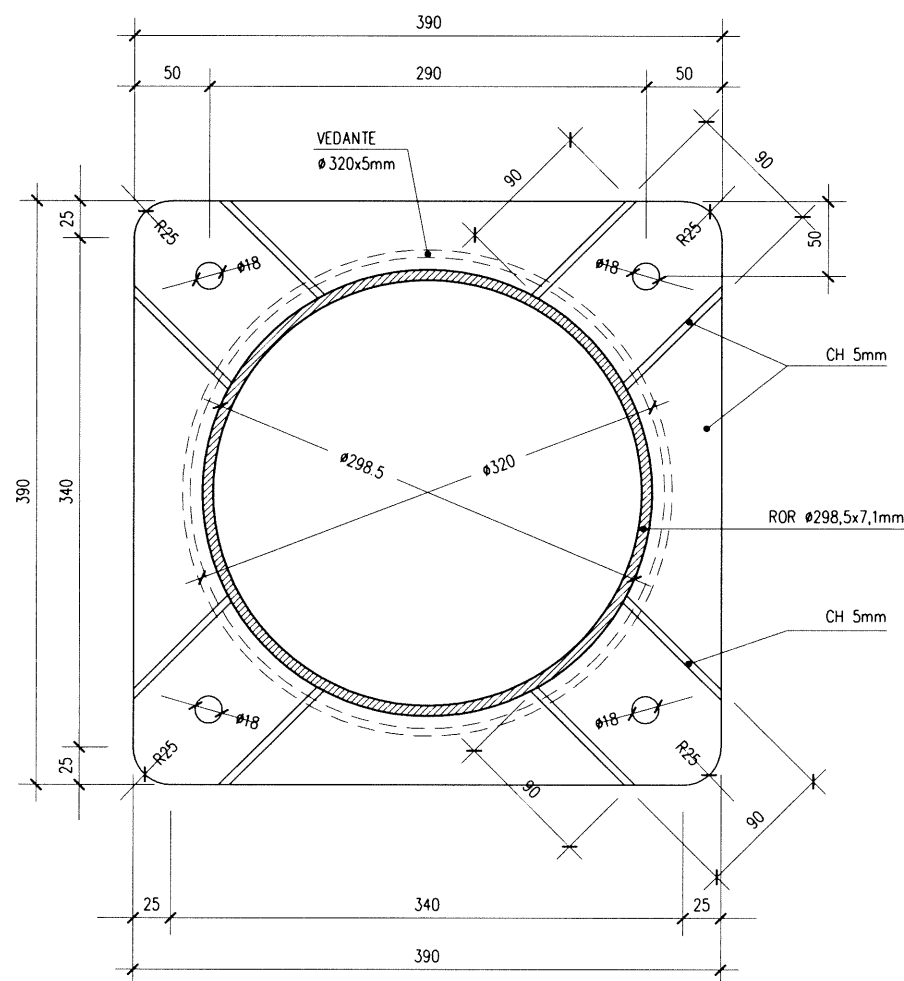
CAPOT CURTO

4 UNID.

PLANTA



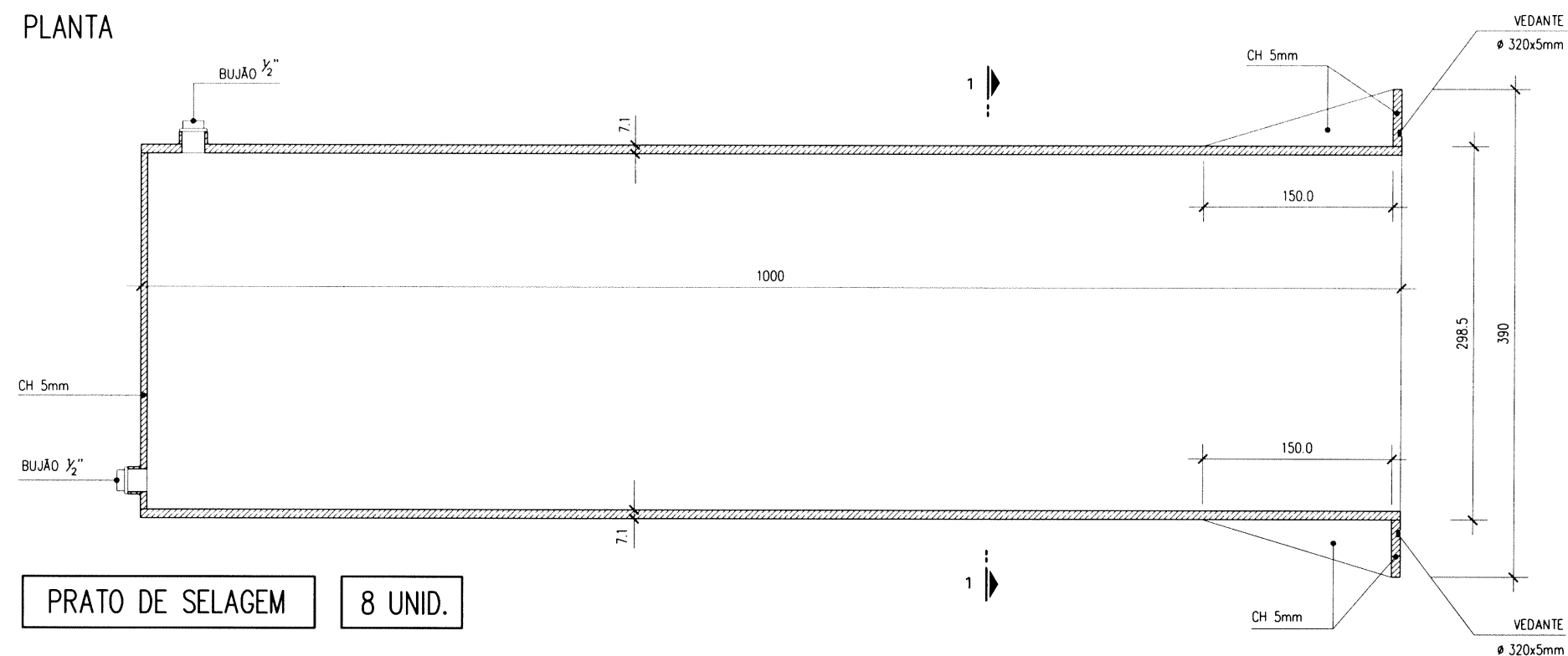
CORTE 1-1



CAPOT LONGO

4 UNID.

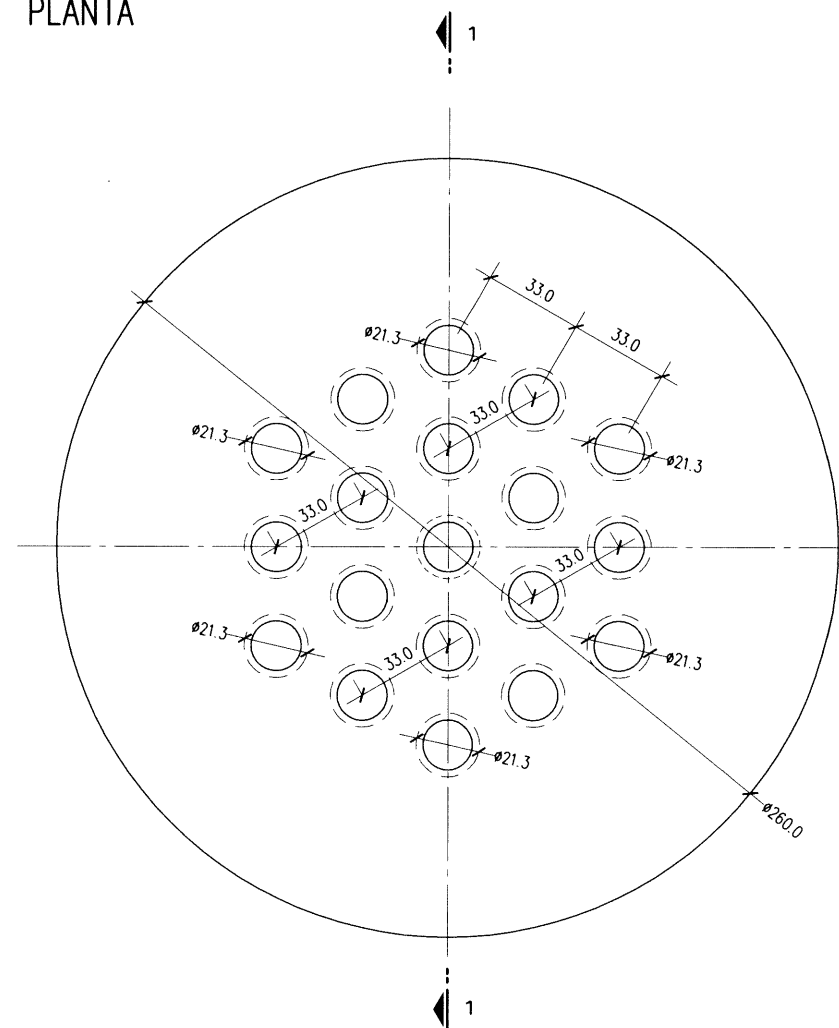
PLANTA



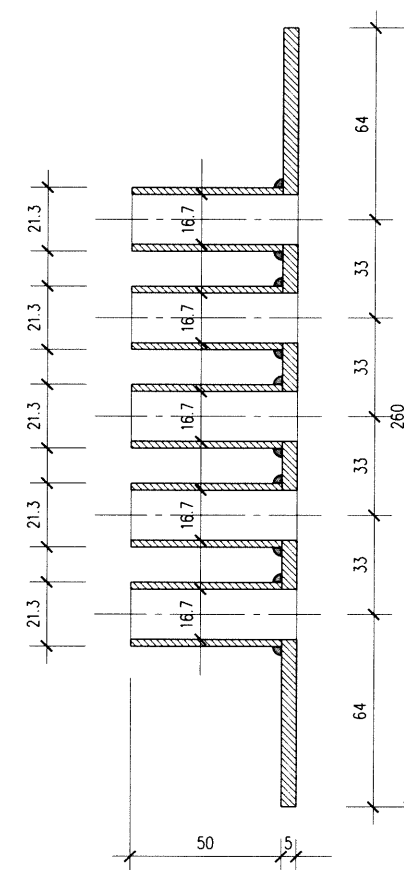
PRATO DE SELAGEM

8 UNID.

PLANTA



CORTE 1-1



MATERIAIS:

Perfis Metálicos	S235
Chapas e Reforços	S235
Parafusos e Chumbadouros	Classe 8.8
Galvanização	8μm

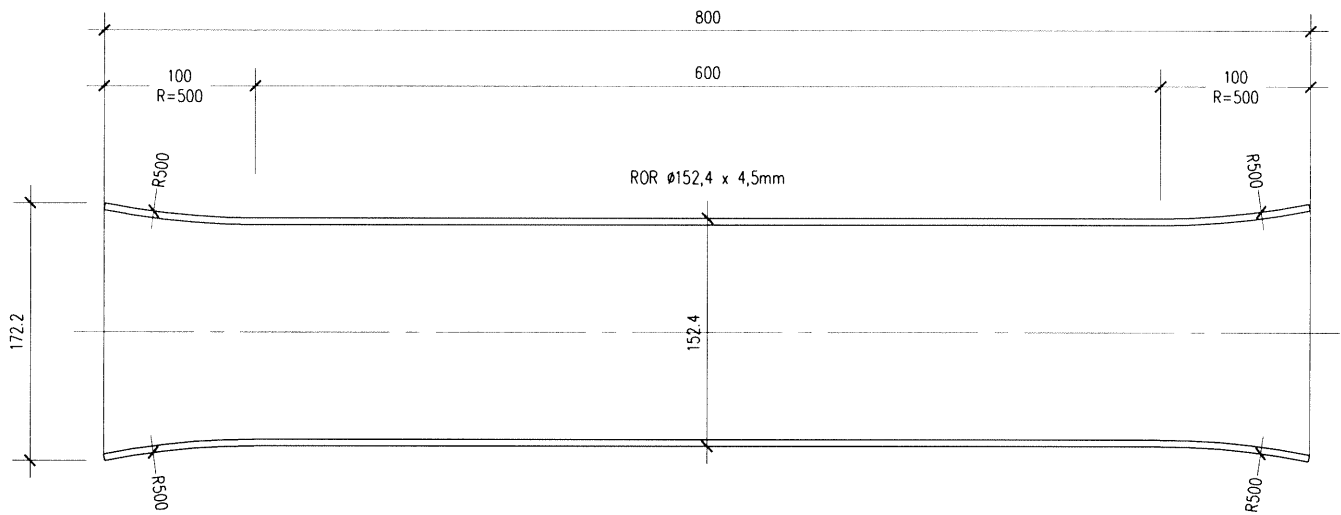
NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.

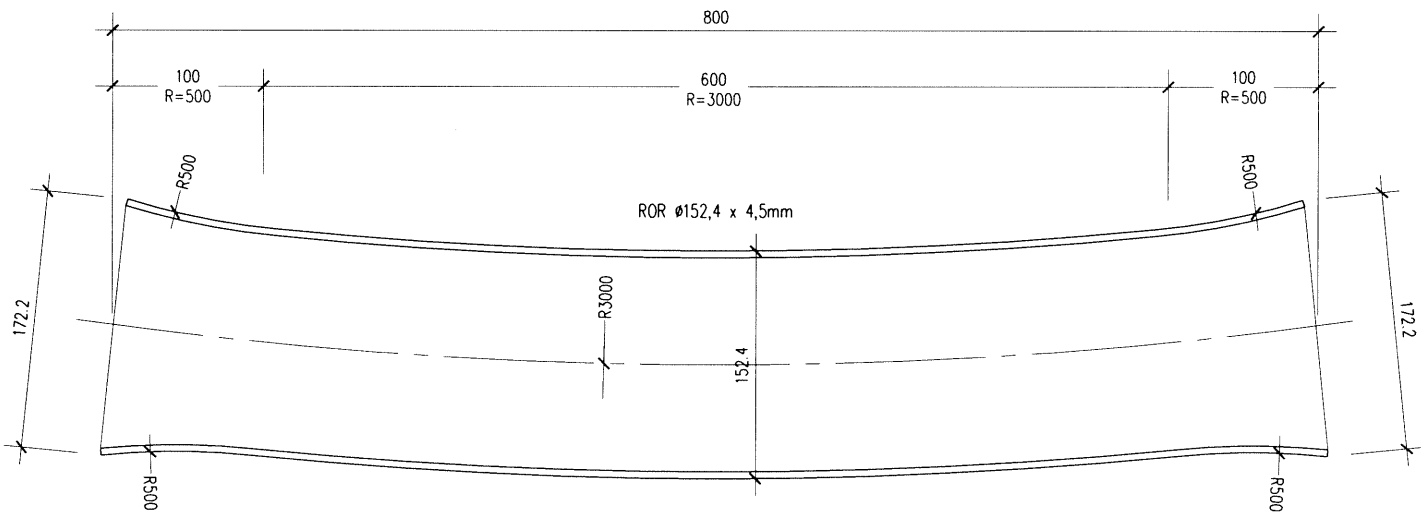
SELA DE DESVIO

12 UNID.

PLANTA

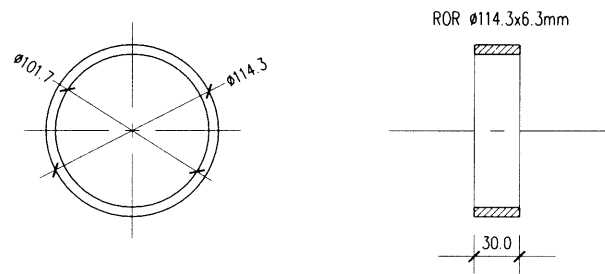


ALÇADO



CENTRADOR METÁLICO

8 UNID.



NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA

2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE

3 - O CORDÃO DE SOLDADURA DEVERÁ SER 0,7 DA MENOR ESPESURA DOS ELEMENTOS A LIGAR.

MATERIAIS:

Perfis Metálicos S235

Chapas e Reforços S235

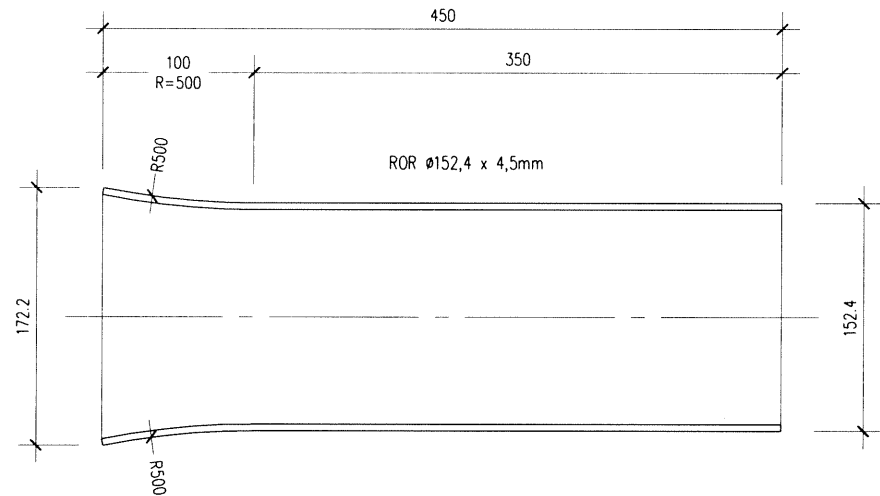
Parafusos e Chumbadouros Classe 8.8

Galvanização 8µm

TUBO COFRANTE PARA PASSAGEM

8 UNID.

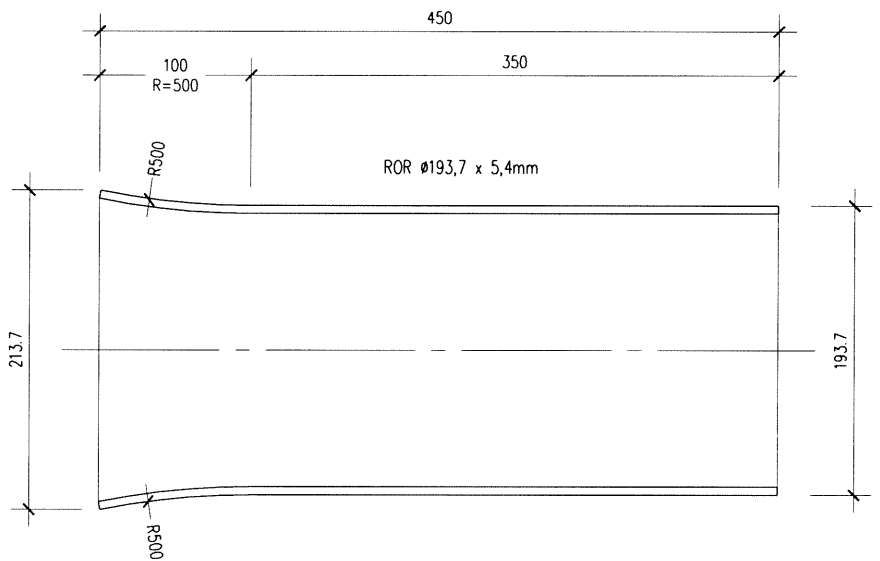
PLANTA E ALÇADO



TUBO COFRANTE PARA ANCORAGENS

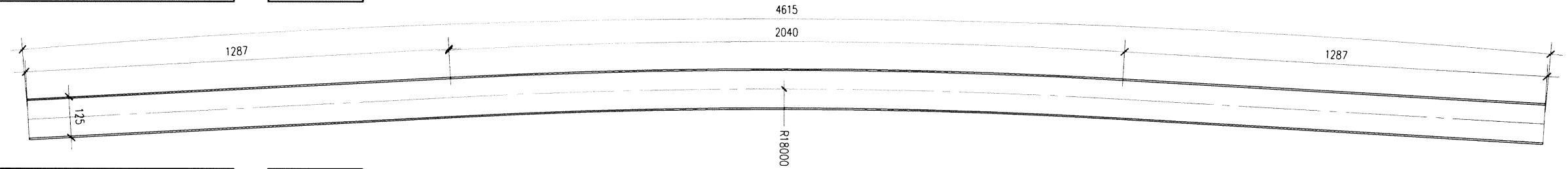
8 UNID.

PLANTA E ALÇADO



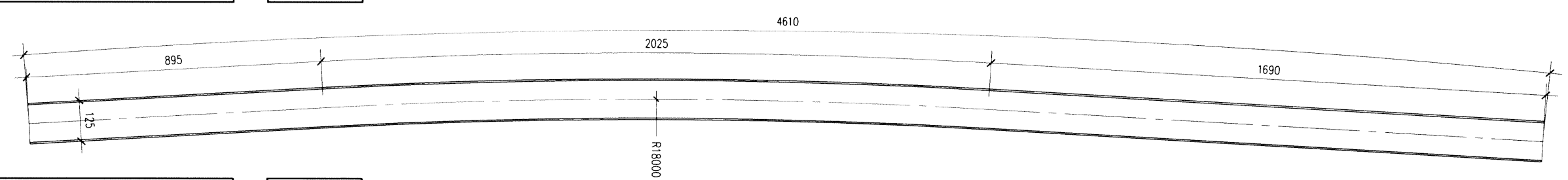
PEAD Ø125 – PILAR P1 – CABOS 1 E 2 2 UNID.

Corte Longitudinal



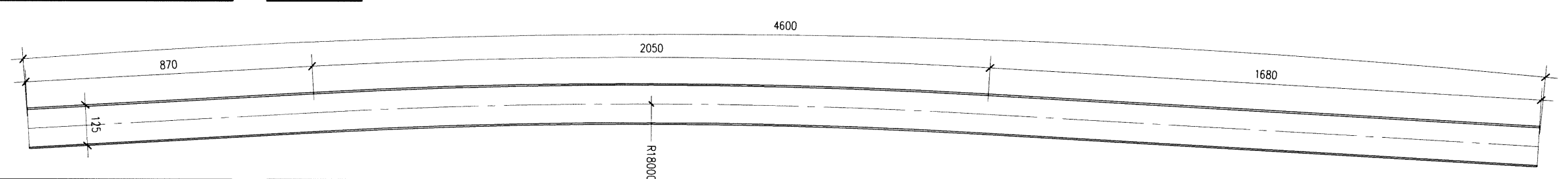
PEAD Ø125 – PILAR P2 – CABO 3 1 UNID.

Corte Longitudinal



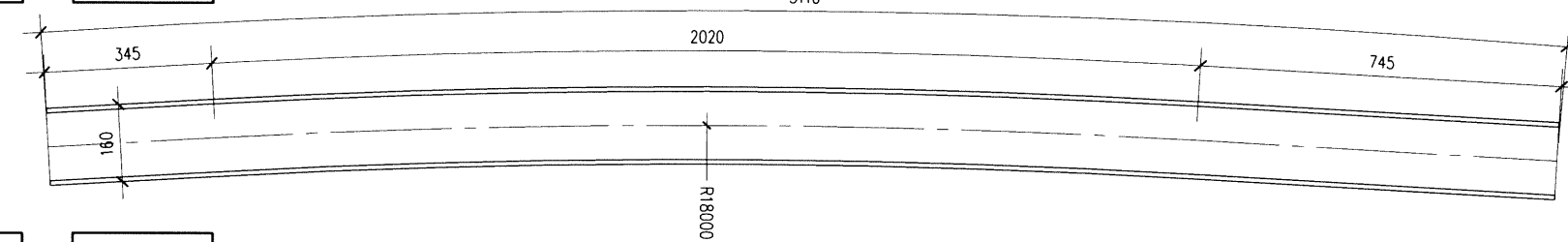
PEAD Ø125 – PILAR P2 – CABO 4 1 UNID.

Corte Longitudinal



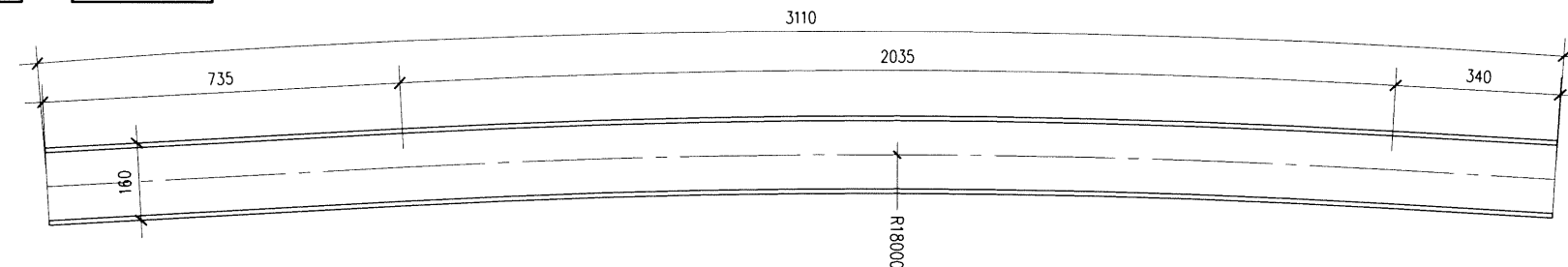
PEAD Ø160 – PILAR P1 – CABOS 3 E 4 2 UNID.

Corte Longitudinal



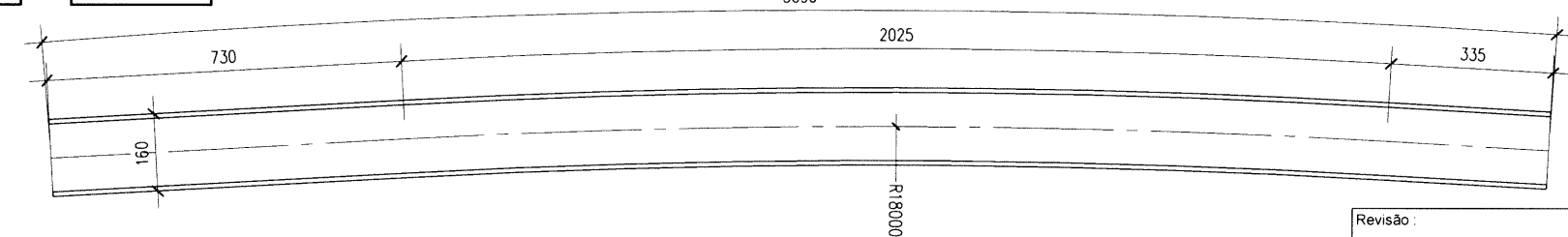
PEAD Ø160 – PILAR P2 – CABO 1 1 UNID.

Corte Longitudinal



PEAD Ø160 – PILAR P2 – CABO 2 1 UNID.

Corte Longitudinal



MATERIAIS:

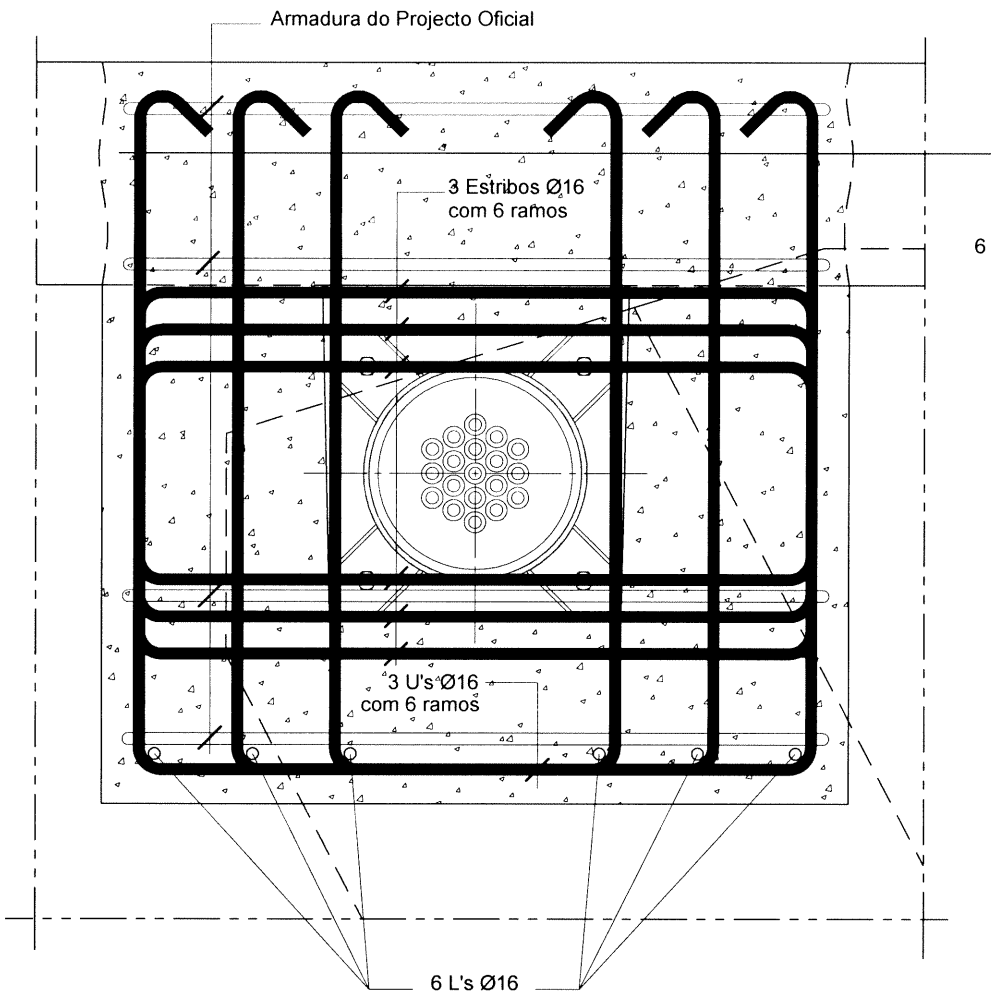
Bainha Ø160 PEAD (PE100) PN10
Bainha Ø125 PEAD (PE 100) PN6

NOTAS

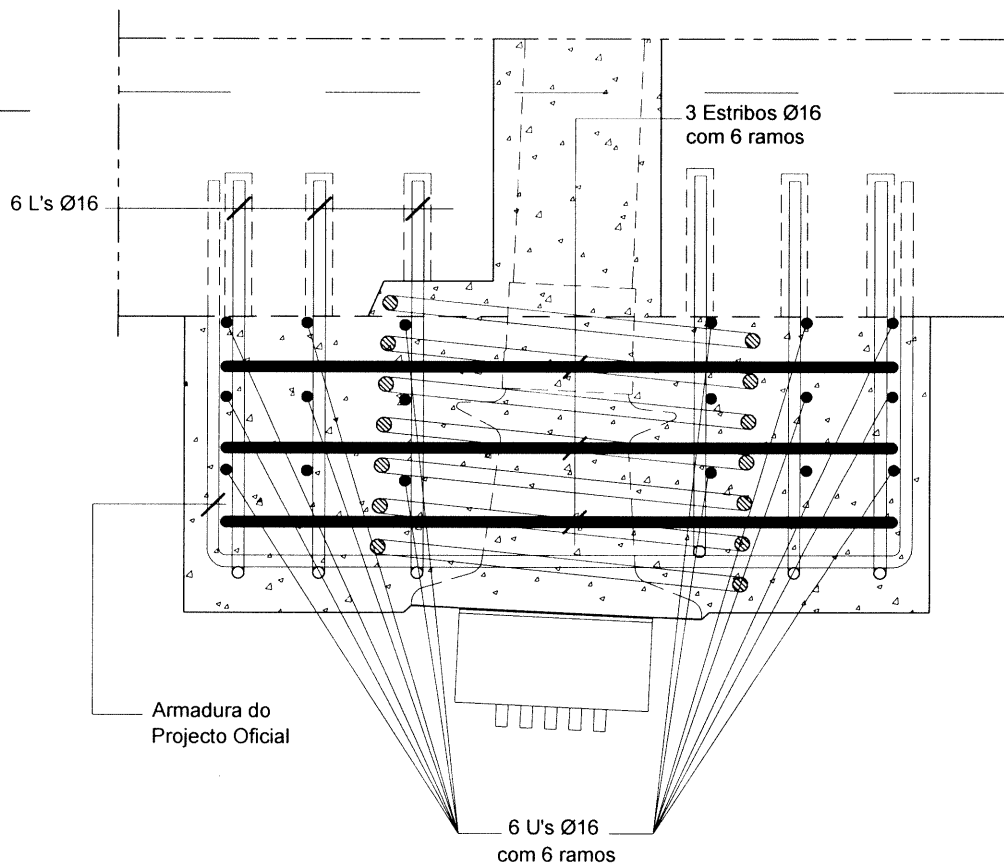
- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

MACIÇOS NOS ENCONTROS

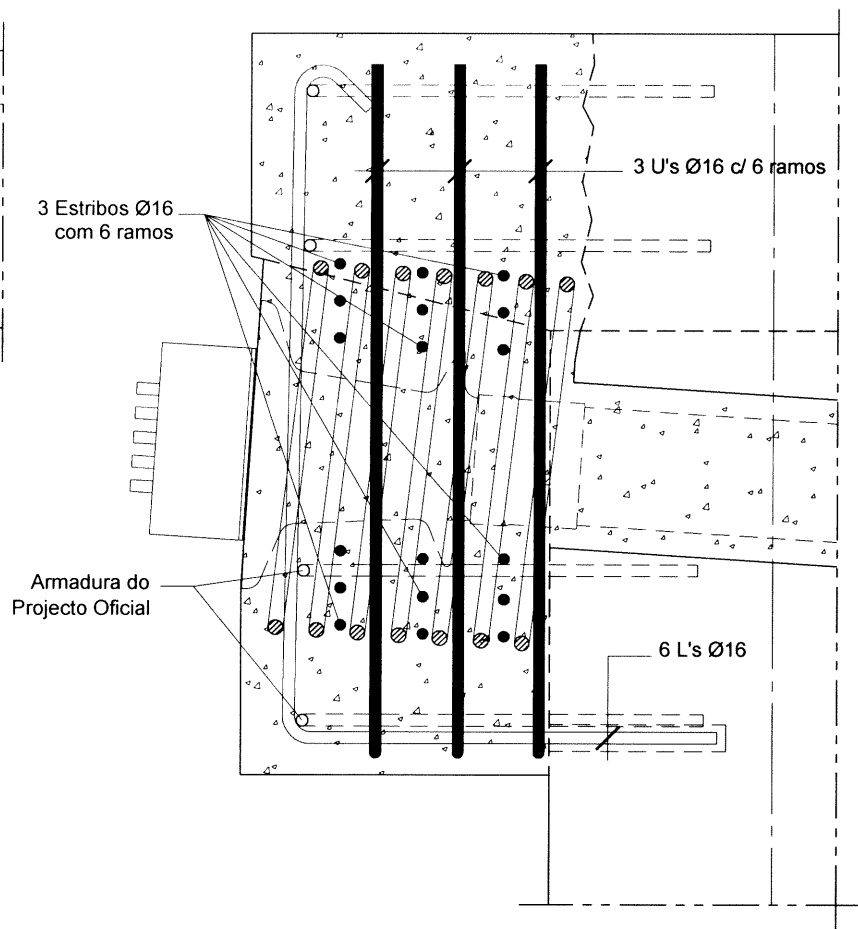
Alçado



Planta



Corte Longitudinal

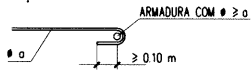


NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - AS PLACAS DE ANCORAGEM DEVERÃO SER APARAFUSADAS À COFRAGEM
- 3 - AS COTAS VERTICAIS DOS CABOS SÃO REFERIDAS À FIBRA SUPERIOR DO TABULEIRO.

ARMADURAS

- 1 - A ARMADURA DE PROJECTO OFICIAL INDICADA NOS PORMENORES E ESQUEMÁTICA CONSULTAR O PROJECTO OFICIAL
- 2 - TODAS AS ARMADURAS DE PROJECTO QUE DIFÍCILEM A TRAJECTÓRIA DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO, DEVERÃO SER DESVIADAS EM OBRA, DE MODO A PERMITIR A PASSAGEM DOS CABOS
- 3 - AMARRAÇÃO EXIGIDA NAS ARMADURAS HORIZONTAIS DE REFORÇO CORRIDAS



LEGENDA

- ARMADURAS DE PROJECTO INICIAL
- ARMADURAS ESPECIAIS DE REFORÇO (PRÉ-ESFORÇO)
- A BETONAR EM SEGUNDA FASE COM BETÃO NÃO RETRATIL

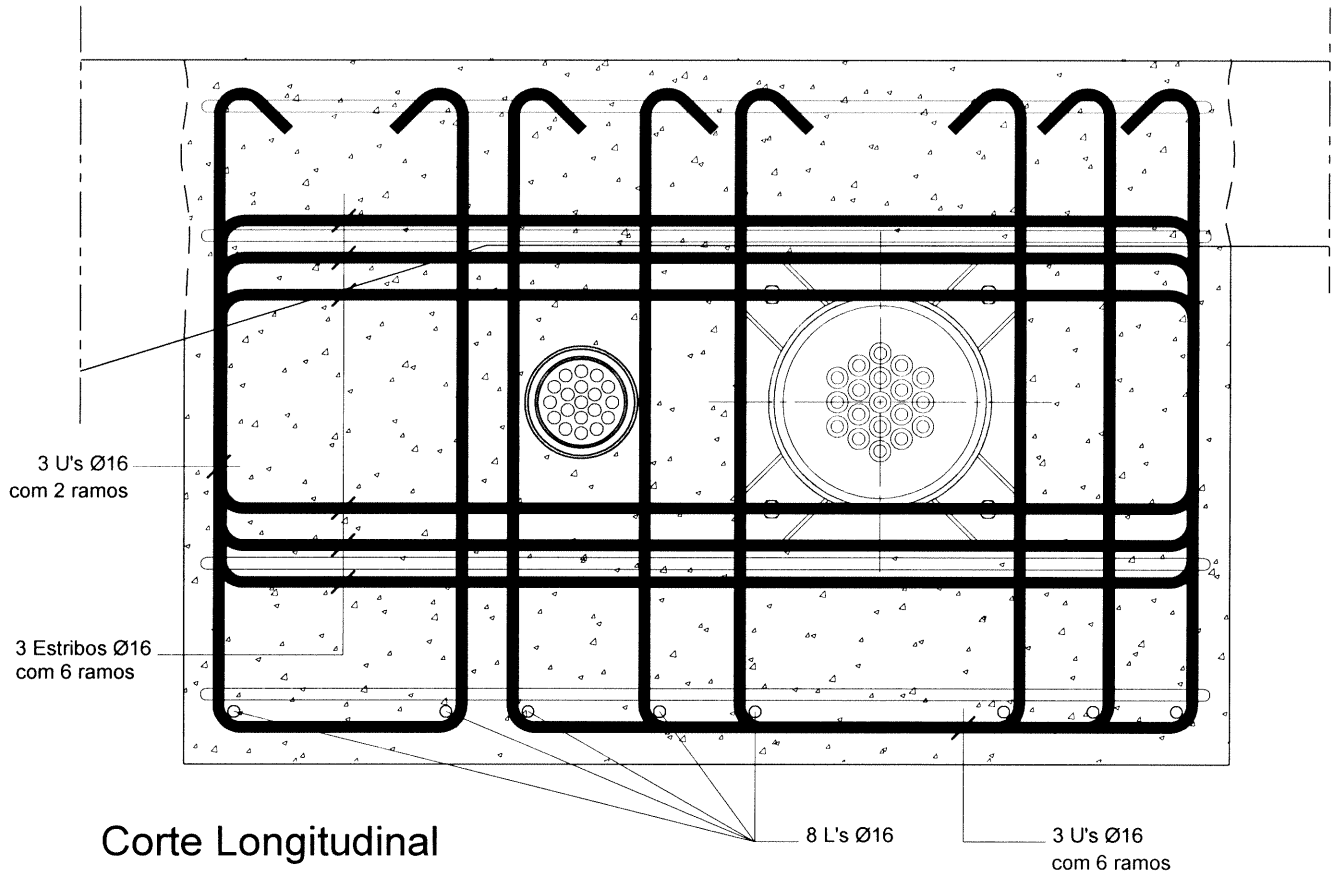
MATERIAIS

BETÃO	C30/37 - B35
	A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS)
ARMADURAS	prEN 10138-3/ENEC E 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO)
	SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23.0 MPa (PROV. CILÍNDRICOS)	
28.4 MPa (PROV. CILÍNDRICOS 15 cm ARESTA - EN1206)	
26.8 MPa (PROV. CILÍNDRICOS 20 cm ARESTA - REBAP)	

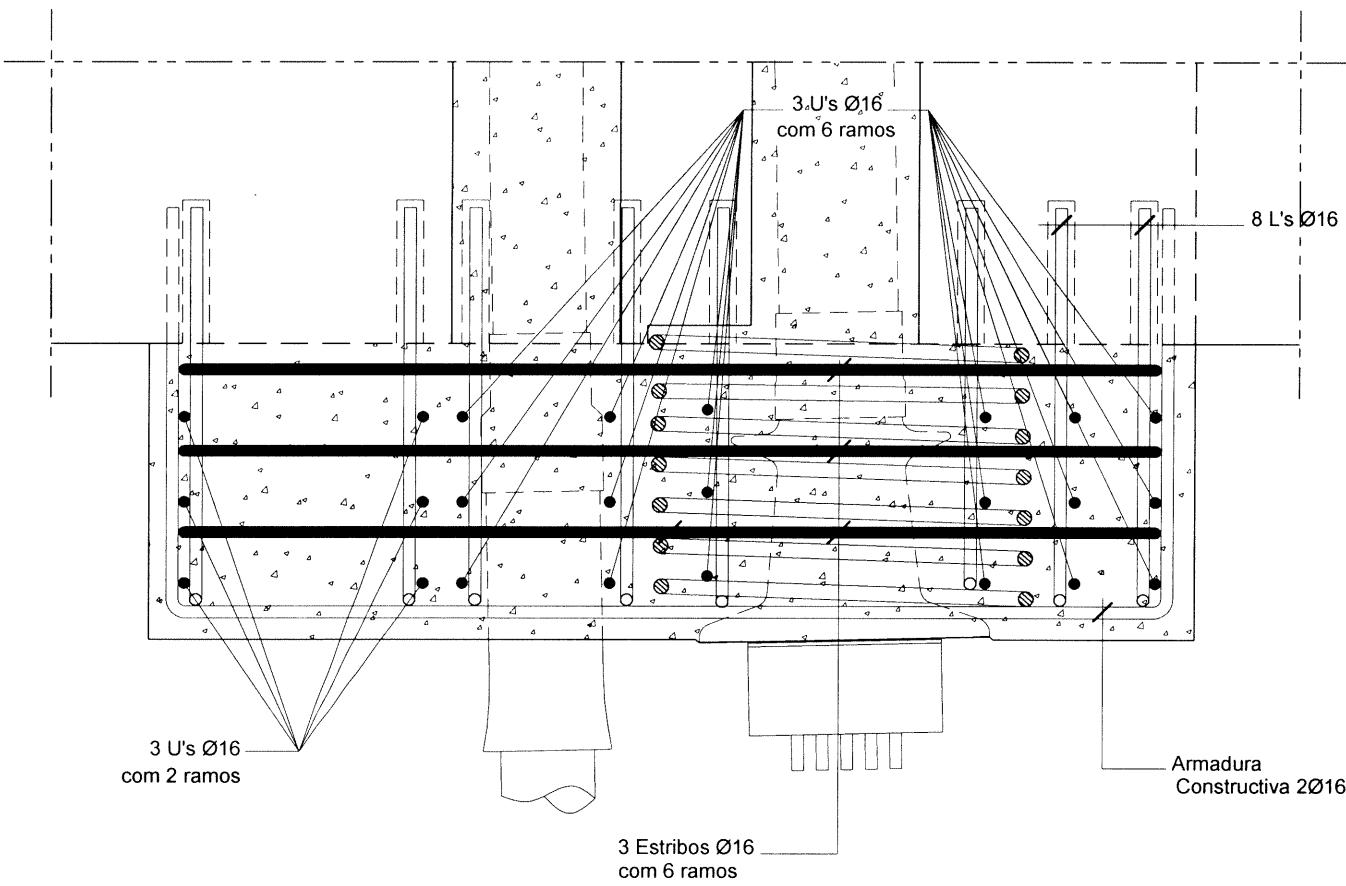
QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VR	ANC	EC 6-31 19 Cond. 0.8"	HÉLICES
A	520		
B	510		
C	20		
D	55		
n	8 1/2		
L	540		
M	--		

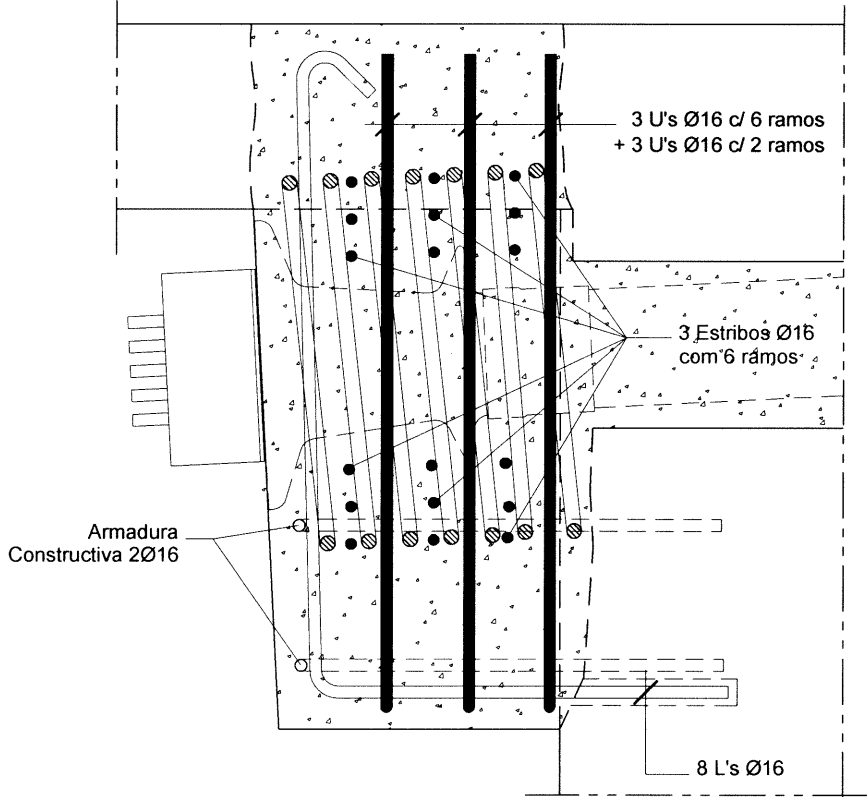
MACIÇOS NOS PILARES
Alçado



Planta



Corte Longitudinal



NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA

2 - AS PLACAS DE ANCORAGEM DEVERÃO SER APARAFUSADAS A COFRAGEM

3 - AS COTAS VERTICAIS DOS CABOS SÃO REFERIDAS À FIBRA SUPERIOR DO TABULEIRO

ARMADURAS

1 - A ARMADURA DE PROJECTO OFICIAL INDICADA NOS PORMENORES É ESQUEMÁTICA. CONSULTAR O PROJECTO OFICIAL.

2 - TODAS AS ARMADURAS DE PROJECTO QUE DIFÍCULTEM A TRAJECTÓRIA DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO, DEVERÃO SER DESVIADAS EM OBRA, DE MODO A PERMITIR A PASSAGEM DOS CABOS.

3 - AMARRAÇÃO EXIGIDA NAS ARMADURAS HORIZONTAIS DE REFORÇO CORRIDAS:

LEGENDA

— ARMADURAS DE PROJECTO INICIAL

— ARMADURAS ESPECIAIS DE REFORÇO (PRÉ-ESFORÇO)

— A BETONAR EM SEGUNDA FASE COM BETÃO NÃO RETRÁTIL

MATERIAIS

BETÃO C30/37 - B35

A 500 NR (ARMADURAS ORDINÁRIAS)

ARMADURAS prEN 10138-3/ENEC E 453-2002 (ARMADURAS PRÉ-ESFORÇOS)

SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO

23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)

28.4 MPa (PROV. CUBICOS 15 cm ARESTA - ENV206)

26.8 MPa (PROV. CUBICOS 20 cm ARESTA - REBAP)


QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS			HÉLICES
ANC.	EC 6-31	19 Cond. 0.6"	
UNE			
A _s	520		
B	510		
C _s	20		
D	55		
n	8%		
L	540		
M	--		

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

VISTA POR "Y"

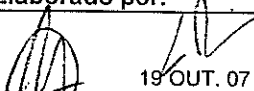
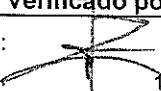
(1 - número de estribos)

**Anexo 5 – Memória de Cálculo e algumas Peças Desenhadas
do Projeto de Aplicação de Pré-esforço Exterior na Ponte
sobre o Rio Leça**


	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	1 / 28

BRISA
SOARES DA COSTA
A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA
LANÇO PORTO / FAMALICÃO
SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA
ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS
VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR NO TABULEIRO

SISTEMA VSL

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: 19 OUT. 07	Data: 19 OUT. 07

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, Pré-Esforço, Equipamento e Montagens, S. A., não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	13 / 28

2. MEMÓRIA DE CÁLCULO

2.1. CÁLCULO DAS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO

O modelo de cálculo das perdas de pré-esforço é o consignado no Capítulo VI do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado - Artigos 37º a 43º.

2.1.1. PERDAS INSTANTÂNEAS

2.1.1.1. PERDAS POR ATRITO

(Artigo 37º do REBAP)

A força instalada num cabo de pré-esforço após perdas por atrito ao longo do cabo é dada pela expressão $P_x = P_0' \times e^{-(\mu\alpha + kx)}$, onde

x - representa a distância da secção considerada à extremidade em que é aplicado o pré-esforço;

P_0' representa o valor da força de pré-esforço aplicada (força de puxe);

μ representa o coeficiente de atrito em curva para cabos de pré-esforço, sendo adoptado o valor de $\mu = 0.06 \text{ rad}^{-1}$ (recomendado pelo sistema VSL);

α representa a soma dos valores absolutos, em radianos, dos ângulos de desvio do traçado do cabo ao longo da distância x ;


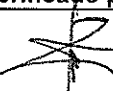
k representa o coeficiente de atrito em recta (produto do desvio angular parasita pelo coeficiente de atrito em curva), sendo adoptado o valor de $k = 0.0005 \text{ m}^{-1}$ (recomendado pelo sistema VSL).


Determinação do ângulo de desvio

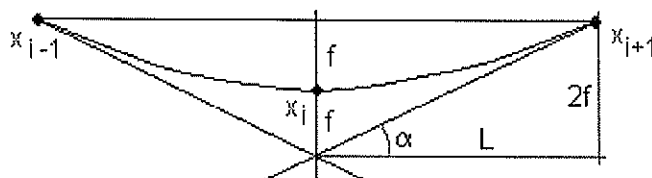
(i) Perfil Longitudinal

- ângulo de desvio entre duas secções consecutivas, em perfil longitudinal é determinado

pela seguinte expressão $\alpha = \arctg \frac{2f}{L}$, onde

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: 19 OUT. 07	Data: 19 OUT. 07

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	14 / 28



(ii) Planta

O ângulo de desvio em planta entre duas secções consecutivas é determinado pela expressão

$$\alpha = \frac{x_{i+1} - x_i}{R}, \text{ onde:}$$

$x_{i+1} - x_i$ representa a distância entre dois pontos consecutivos

R representa o raio de curvatura dos cabos em planta

O ângulo de desvio total entre duas secções consecutivas obtém-se através de

$$\alpha = \sqrt{\left(\arctg \frac{2f}{L}\right)^2 + \left(\frac{x_2 - x_1}{R}\right)^2}$$

2.1.1.2. PERDAS POR DEFORMAÇÃO INSTANTÂNEA DO BETÃO

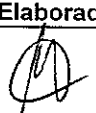

(Artigo 38º do REBAP)


As perdas de tensão em cada armadura que resultam das deformações instantâneas do betão devidas à aplicação do pré-esforço nas armaduras vizinhas pode estimar-se considerando uma perda média, afectando cada uma das armaduras, dada por

$$\Delta\sigma_{p0,e}(x) = -\frac{1}{2} \frac{n-1}{n} \frac{E_p}{E_{c,j}} \sigma_c(x), \text{ onde}$$

n representa o número de cabos;

$E_p = 195 \text{ GPa}$, módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço para cordões 0.6”;

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.:  Data: 19 OUT. 07	Rub.:  Data: 19 OUT. 07

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMILICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	15 / 28

$E_{c,j}$ representa o módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do pré-esforço, tomando o valor de 32.0 GPa para um betão da classe C30/37;

$\sigma_c(x)$ representa a tensão de compressão no betão, na secção x, calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, resultante do pré-esforço aplicado e de outras acções permanentes actuantes;

Cálculo do módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do pré-esforço

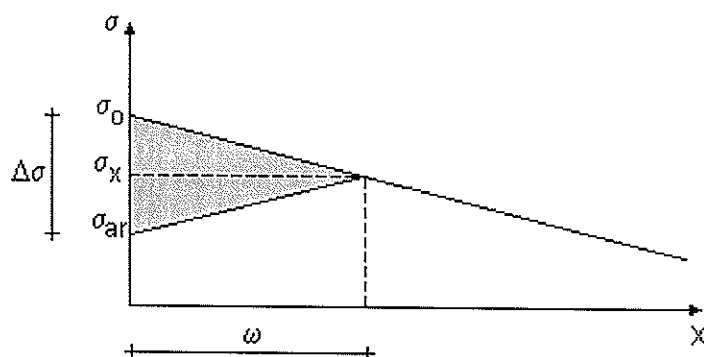
De acordo com o artigo 17º do REBAP, o valor médio do módulo de elasticidade do betão aos j dias de idade ($E_{c,j}$) pode ser estimado a partir do valor médio da tensão de rotura à mesma idade ($f_{cm,j}$), pela expressão $E_{c,j} = 9.5 \times \sqrt[3]{f_{cm,j}}$, cujos valores são referidos a provetes cilíndricos.



A variação da tensão de rotura com a idade do betão relativamente à tensão de rotura aos 28 dias pode ser determinada tendo em conta os valores do coeficiente de endurecimento indicado no artigo 15º do mesmo regulamento.

2.1.1.3. PERDAS POR REENTRADA DE CABOS


(Artigo 39º do REBAP)

Durante a fixação dos cordões de pré-esforço à ancoragem, as cunhas reentram 0.006 m. Essa reentrada dá origem a uma perda de tensão que é máxima na extremidade de puxe do cabo e decresce, devido ao atrito para o interior do elemento, podendo mesmo anular-se a partir de uma determinada distância da extremidade, conforme ilustra a figura seguinte:



Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: 19 OUT. 07	Data: 19 OUT. 07

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, Pré-Esforço, Equipamento e Montagens, S. A., não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	16 / 28

A distância da extremidade (ω) a partir da qual as perdas por reentrada de cabos se anulam pode obter-se pela expressão:

$$\omega = \sqrt{\frac{\Delta L \times A_{sp} \times E_p}{p}}, \text{ em que}$$

p representa a perda de força por atrito por metro dada por $p = \frac{P_0' - P_x}{x}$;

ΔL representa o comprimento de reentrada dos cordões.

A perda de força na ancoragem é dada por $\Delta P = 2p\omega$.

2.1.2. PERDAS DIFERIDAS RESULTANTES DA RETRACÇÃO E FLUÊNCIA DO BETÃO, E DA RELAXAÇÃO DAS ARMADURAS

2.1.2.1. FLUÊNCIA E RETRACÇÃO DO BETÃO



Não foram consideradas.


2.1.2.2. RELAXAÇÃO

A relaxação origina perdas de tensão quando o nível de tensão nas armaduras é superior a 50% da tensão de rotura, variando estas linearmente a tensão constante. Deve, no entanto, entrar-se em linha de conta com o facto da tensão num cabo de pré-esforço não ser constante ao longo do tempo devido às restantes perdas diferidas.

De acordo com o Documento de Homologação do Sistema VSL - "Notice Technique Relative au Procédé de Précontrainte" e com o Parágrafo 3.3.23 do B.P.E.L. - "Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Précontraint, Suivant la Méthode des États-limites", as perdas de tensão devidas à relaxação do aço podem ser calculadas pela expressão

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times p_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x), \text{ onde}$$

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.:  Data: 19 OUT. 07	Rub.:  Data: 19 OUT. 07

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMILICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	17 / 28

$\rho_{1000} = 2.5 \%$ e representa a relaxação após 1000 h a 20 °C e a 70% da rotura;

$\sigma_{pi}(x)$ representa a tensão após perdas imediatas, na secção x;

μ_0 representa um coeficiente que, para aço de baixa relaxação, toma o valor 0.43.

A perda de tensão devida aos três fenómenos acima mencionados deve ser determinada tendo em consideração a sua evolução no tempo e considerando de modo adequado a sua interacção. Segundo o REBAP (Artigo 42º), as perdas diferidas podem ser calculadas através da expressão

$$\Delta\sigma_{pI,s+c+r}(x) = -\frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p + \alpha\varphi_c(t, t_0)[\sigma_{c,po+g}(x)] - \Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)}{1 - \alpha \frac{\sigma_{c,po}(x)}{\sigma_{po}(x)} \left[1 + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{2} \right]}, \text{onde:}$$

t_0 representa a idade do betão à data do pré-esforço;

t , a data do betão à data em que se pretende determinar as perdas de pré-esforço;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = 0,0$ e representa a extensão devida à retracção livre do betão entre as idades t_0 e t ;


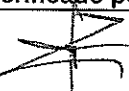
α representa o coeficiente de homogeneização aço - betão, considerando os valores do módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28} = 32,0$ GPa para um betão C30/37);


$\varphi_c(t, t_0) = 0$ e representa o coeficiente de fluência na idade t , correspondente à aplicação da tensão na idade t_0 ;

$\sigma_{c,po+g}(x)$ representa a tensão no betão na secção x, calculada ao nível da armadura de pré-esforço devida ao pré-esforço inicial e às acções permanentes;

$\sigma_{po}(x)$ representa a tensão na armadura de pré-esforço, na secção x, devida ao pré-esforço inicial;

$\Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)$ representa a perda de tensão na armadura de pré-esforço, na secção x, devida à relaxação.

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: 19 OUT. 07	Data: 19 OUT. 07

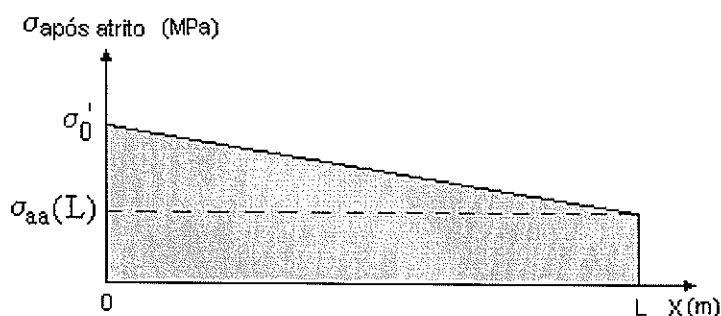
	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	<p align="center">BRISA</p> <p align="center">A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA</p> <p align="center">LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA</p> <p align="center">ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS</p> <p align="center">VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA</p>	Página	18 / 28

Os termos presentes no numerador são os anteriormente indicados para o cálculo das perdas mencionadas. O denominador tem em conta a influência da área da armadura de pré-esforço no comportamento ao longo do tempo da secção. Este efeito é, em geral, de uma reduzida importância.

2.1.3. DETERMINAÇÃO DO ALONGAMENTO TEÓRICO DOS CABOS

O alongamento teórico de um cabo de pré-esforço determina-se tendo por base o diagrama de tensões do mesmo após perdas por atrito que se indica esquematicamente, visto

que $\Delta L = \int_0^L \epsilon_p dx = \int_0^L \frac{\sigma}{E} dx$:


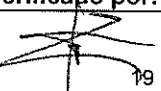



Deste modo, $\Delta L \approx \frac{(\sigma_0' + \sigma_{\text{apos atrito}}(L))/2}{E_p} \times L$

2.1.4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados do cálculo automático das forças úteis de pré-esforço serão apresentadas em anexo, que se passam a explicitar:

- R - Raio curvilíneo do cabo em planta
- x - Distância à origem do cabo de pré-esforço
- h - Cota do cabo em relação ao fundo da viga
- σ_c - Tensão de compressão no betão calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, resultante do pré-esforço aplicado e de outras acções permanentes actuates

Elaborado por:		Verificado por:	
Rub.:		Rub.:	
Data:	19 OUT. 07	Data:	19 OUT. 07

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	<p align="center">BRISA</p> <p align="center">A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA</p> <p align="center">LANÇO PORTO / FAMILICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA</p> <p align="center">ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS</p> <p align="center">VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA</p>	Página	19 / 28

- $\sigma_{c,Po}$ - Tensão no betão ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço devida ao pré-esforço inicial
- $\sigma_{c,po+g}$ - Tensão no betão ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço devida ao pré-esforço inicial e às cargas permanentes
- β - Somatórios dos ângulos de desvio desde a origem até à secção em estudo

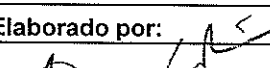

2.2. FORÇAS ÚTEIS INTRODUZIDAS


As forças úteis finais nos cabos, apresentadas em seguida, resultam do cálculo automático descrito no ponto anterior, cujas listagens se apresentam em anexo.

2.2.1. BARRAS

Pré-Esforço Encontros por Viga - Barras					
Barras	Nº de barras por maciço	F. Puxe / Barra (kN)	P _m MÉDIO (kN) por barra		$\Delta L_{puxe} \pm Tol.$ (m)
			P.A.P.E	Proj.	
B1 a B6	6	803,3	4062,7		0,008 \pm 0,001
4062,7					

Pré-Esforço Pilar P2 - Barras					
Barras	Nº de barras por maciço	F. Puxe / Barra (kN)	P _m MÉDIO (kN) por barra		$\Delta L_{puxe} \pm Tol.$ (m)
			P.A.P.E	Proj.	
B7 a B10	4	803,3	2792,8		0,011 \pm 0,002
2792,8					

Elaborado por:		Verificado por:	
Rub.:		Rub.:	
Data:	19 OUT. 07	Data:	19 OUT. 07

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	<p align="center">BRISA</p> <p align="center">A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA</p> <p align="center">LANÇO PORTO / FAMILICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA</p> <p align="center">ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS</p> <p align="center">VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA</p>	Página	20 / 28

2.2.2. CABOS

Pré-Esforço Exterior por Viga - CABOS																	
Cabos	Nº de cabos por viga	F. Puxe (kN)	P. PILAR P1 (kN) por cabo		P. SELAS A/B (kN) por cabo		P. SELAS C/D (kN) por cabo		P. PILAR P2 (kN) por cabo		P. SELAS A/B (kN) por cabo		P. SELAS C/D (kN) por cabo		P. PILAR P3 (kN) por cabo		$\Delta L_{puxe} \pm Tol.$ (m)
			P.A.P.E	Proj.	P.A.P.E	Proj.	P.A.P.E	Proj.	P.A.P.E	Proj.	P.A.P.E	Proj.	P.A.P.E	Proj.	P.A.P.E	Proj.	
C1A-1 / C1B-1 / C1C-1 / C1D-1	1	2343,6	2126,4		2150,1		2138,9		2090,7								0,457 ± 0,069
C2A-1 / C2B-1 / C2C-1 / C2D-1	1	2343,6	2133,4		2153,7		2142,4		2101,5								0,458 ± 0,069
C1A-2 / C1B-2 / C1C-2 / C1D-2	1	2343,6							2092,3		2139,5		2150,8		2127,3		0,457 ± 0,069
C2A-2 / C2B-2 / C2C-2 / C2D-2	1	2343,6							2098,5		2141,4		2152,7		2131,4		0,457 ± 0,069
			4259,8	4000,0	4303,8	4000,0	4281,2	4000,0	8383,1	8000,0	4280,9	4000,0	4303,5	4000,0	4258,7	4000,0	
			6,5%		7,6%		7,0%		4,8%		7,0%		7,6%		6,5%		

Segundo as recomendações internas para o controlo da qualidade do sistema VSL INTERNATIONAL, os valores de tolerância indicados correspondem a 15 % do alongamento teórico, visto tratarem-se de vários cabos na mesma secção transversal, sendo de 5 %, no caso de se tratar de cabos isolados. É de notar que a tolerância para o valor médio de alongamento de todos os cabos da secção transversal deve ser de apenas 5 %.

2.3. ARMADURAS DE REFORÇO

(Artigo 140º do REBAP)

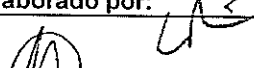

Os cálculos das densidades das armaduras de reforço que a seguir se apresentam, resultam da aplicação da expressão seguinte:

$$A_s = \frac{F}{f_{syd}}, \text{ onde:}$$


F – representa a força transversal de tracção resultante

f_{syd} – representa o valor de cálculo da tensão de cedência do aço

Relativamente ao valor de f_{syd} , este é limitado a 270 MPa (REBAP – artº 140.1), independentemente do tipo de aço utilizado.

Elaborado por:		Verificado por:	
Rub.:		Rub.:	
Data:	19 OUT. 07	Data:	19 OUT. 07

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, Pré-Esforço, Equipamento e Montagens, S. A., não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	21 / 28

2.3.1. MACIÇOS NOS ENCONTROS

2.3.1.1. BARRAS

2.3.1.1.1. ARMADURA VERTICAL

BARRAS B1 e B4

$$F_v = 802.5 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.20/0.76) = 239.5 \text{ kN}$$

$$A_v = 8.9 \text{ cm}^2$$

BARRAS B2 e B5

$$F_v = 802.5 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.20/0.52) = 200.0 \text{ kN}$$

$$A_v = 7.4 \text{ cm}^2$$

BARRAS B3 e B6

$$F_v = 802.5 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.20/0.96) = 257.3 \text{ kN}$$

$$A_v = 9.5 \text{ cm}^2$$

Ou seja, adoptam-se 5 U's $\phi 12/0.20$ com 2 ramos por barra.



2.3.1.1.2. ARMADURA HORIZONTAL


Prisma elementar

$$F_h = 802.5 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.20/0.55) = 206.8 \text{ kN}$$

$$A_h = 7.7 \text{ cm}^2$$

Adoptam-se 3 cintas 4 $\phi 10/0.20$ envolvendo os 3 níveis de ancoragens.

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.:  Data: 19 OUT. 07	Rub.:  Data: 19 OUT. 07

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. N.º	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMILICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	22 / 28

2.3.1.2. CABOS

2.3.1.2.1. ARMADURA VERTICAL

$$F_v = 2343.6 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.31/0.60) = 458.8 \text{ kN}$$

$$A_v = 17.0 \text{ cm}^2$$

Adoptam-se 4 U's $\phi 12//0.10$ com 4 ramos por ancoragem (da base da "mochila" à face superior do tabuleiro).

2.3.1.2.2. ARMADURA HORIZONTAL

Prisma elementar

$$F_h = 2343.6 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.31/0.60) = 458.8 \text{ kN}$$

$$A_h = 17.0 \text{ cm}^2$$

Prisma conjunto

$$F_h = 2343.6 \times 2 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.71/1.00) = 550.5 \text{ kN}$$

$$A_h = 20.4 \text{ cm}^2$$

Ou seja, adoptam-se cintas 4 $\phi 16$ por estribo.

2.3.2. MACIÇOS NO PILAR P2


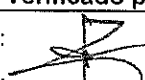
2.3.2.1. BARRAS


2.3.2.1.1. ARMADURA VERTICAL

Prisma elementar

$$F_v = 802.5 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.20/0.82) = 245.7 \text{ kN}$$

$$A_v = 9.1 \text{ cm}^2$$

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: 19 OUT. 07	Data: 19 OUT. 07

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	23 / 28

Prisma conjunto

$$F_v = 802.5 \times 2 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 1.02/1.22) = 106.6 \text{ kN}$$

$$A_v = 3.9 \text{ cm}^2$$

Ou seja, os 3 x 2 $\phi 16$ indicados no projecto oficial, são suficientes.

2.3.2.1.2. ARMADURA HORIZONTAL

$$F_h = 802.5 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.20/0.50) = 195.0 \text{ kN}$$

$$A_h = 7.2 \text{ cm}^2$$

Adoptam-se 4 cintas 2 $\phi 12$ por ancoragem.

2.3.2.2. CABOS

2.3.2.2.1. PORMENOR TRANSVERSAL 1

2.3.2.2.1.1. ARMADURA VERTICAL

CABOS SUPERIORES

$$F_v = 2343.6 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.31/1.50) = 753.0 \text{ kN}$$

$$A_v = 27.9 \text{ cm}^2$$



Adoptam-se 8 U's $\phi 16//0.10$ com 2 ramos por ancoragem (da base da "mochila" à face superior do tabuleiro), 4 em cada maciço.


CABOS INFERIORES

$$F_v = 2343.6 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.31/0.80) = 581.4 \text{ kN}$$

$$A_v = 21.5 \text{ cm}^2$$

Adoptam-se 8 U's $\phi 16//0.10$ com 2 ramos por ancoragem (da base da "mochila" à face superior do tabuleiro), 4 em cada maciço.

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: 19 OUT. 07	Data: 19 OUT. 07

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	24 / 28

2.3.2.2.1.2. ARMADURA HORIZONTAL

CABOS SUPERIORES OU INFERIORES

$$F_h = 2343.6 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.31/0.70) = 528.8 \text{ kN}$$

$$A_h = 19.6 \text{ cm}^2$$

Ou seja, adoptam-se 4 cintas 6 $\phi 16$ no conjunto das duas ancoragens.

2.3.2.2.2. PORMENOR TRANSVERSAL 2

2.3.2.2.2.1. ARMADURA VERTICAL

Prisma elementar

$$F_v = 2343.6 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.31/0.80) = 581.4 \text{ kN}$$

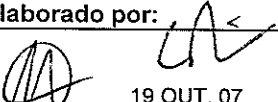
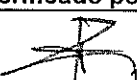


$$A_v = 21.5 \text{ cm}^2$$

Prisma conjunto


$$F_v = 2343.6 \times 2 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.70/1.15) = 742.8 \text{ kN}$$

$$A_v = 27.5 \text{ cm}^2$$

Ou seja, adoptam-se 4 U's $\phi 16//0.10$ com 4 ramos no conjunto das duas ancoragens (da base da "mochila" à face superior do tabuleiro) no maciço do lado das ancoragens + 4 U's $\phi 16//0.10$ com 2 ramos no maciço de saída dos cabos.

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data:  19 OUT. 07	Data:  19 OUT. 07

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, Pré-Esforço, Equipamento e Montagens, S. A., não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	25 / 28

2.3.2.2.2. ARMADURA HORIZONTAL

CABOS SUPERIORES

$$F_h = 2343.6 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.31/1.30) = 722.8 \text{ kN}$$

$$A_h = 26.8 \text{ cm}^2$$

CABOS INFERIORES

$$F_h = 2343.6 \times 1.35 \times 0.3 \times (1 - 0.31/1.70) = 776.1 \text{ kN}$$

$$A_h = 28.7 \text{ cm}^2$$

Ou seja, adoptam-se 4 cintas 6 ϕ 16 no conjunto das duas ancoragens.

2.4. RESISTÊNCIA MÍNIMA DO BETÃO À DATA DO PRÉ-ESFORÇO - VERIFICAÇÃO AO ESMAGAMENTO DO BETÃO

2.4.1. BARRAS

A verificação ao esmagamento do betão na zona das placas de ancoragem é feita com base no Artigo 139 do REBAP, e considera-se satisfeita para a situação mais desfavorável quando se verifique:

$$F_{Sd} \leq p_{cRd} \cdot A_0$$

F_{Sd} - Valor de cálculo da força concentrada

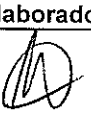
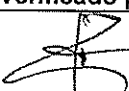
p_{cRd} - Valor de cálculo da pressão local a que o betão pode resistir

A_0 - Área sobre a qual se exerce a força


Placas de ancoragem - 0.20 x 0.20 m

Áreas

$$A_0 = 200 \times 200 = 40000 \text{ mm}^2$$

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: 19 OUT. 07	Data: 19 OUT. 07

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, Pré-Esforço, Equipamento e Montagens, S. A., não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	26 / 28

$$A_1 = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

Pressão no betão sob a placa

$$F_{sd} / A_0 = 1.35 \times 803.3 \times 10^3 / 40000 = 27.1 \text{ MPa}$$

Cálculo de f_{cd} recorrendo à noção de pressão resistente de cálculo

$$f_{cd} \geq \frac{27.1}{3.3} = 8.2 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} \geq \frac{27.1}{\sqrt{\frac{250000}{40000}}} = 10.84 \text{ MPa}$$





$$f_{ck} = 10.8 \times 1.5 = 16.2 \text{ MPa}$$


2.4.2. CABOS

Como já foi referido, a verificação ao esmagamento do betão na zona das ancoragens de pré-esforço VSL é feita com base no Documento de Homologação do Sistema - "*Notice Technique Relative au Procédé de Précontrainte*".

É de referir que as ancoragens "Casting" VSL do tipo EC, preconizadas para esta obra, possuem no "corpo" um anel de degradação de tensões. O resultado prático desta geometria traduz-se na possibilidade de efectuar as operações de pré-esforço com um intervalo mínimo de tempo após a betonagem, dado que as resistências exigidas ao betão são substancialmente inferiores às necessárias para ancoragens que não possuam o anel de dissipação.

Os cálculos que se apresentam referem-se às situações de ancoragens mais desfavoráveis.

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data:  19 OUT. 07	Data:  19 OUT. 07

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	27 / 28

Para uma ancoragem VSL do tipo EC 6-19,

	Valor de projecto	Valor mínimo VSL
Dist. Mínima entre eixos de ancoragem (m)	0.40	0.40
Dist. mínima entre eixos de ancoragem e a face exterior do betão (m)	0.30	0.27

De acordo com os valores acima referidos, a tensão característica mínima de rotura à compressão do betão, à data do pré-esforço é de 23.0 MPa (provetes cilíndricos).

Deste modo,

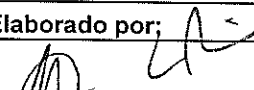



- 1) A resistência mínima do betão à data da aplicação do pré-esforço, **quer para barras, quer para cabos**, deverá tomar os valores indicados no quadro abaixo:

Tensão característica mín. de rotura (MPa)	
ref. prov. cilíndricos	ref. prov. cúbicos
23.0	28.4


Os valores da tensão de rotura à data da aplicação do pré-esforço, referidos a provetes cúbicos, foram obtidos multiplicando os valores referidos a provetes cilíndricos (REBAP artº 13 - quadro I) por um coeficiente que, para um betão da classe C30/37 se obtém pela expressão

$$K = \sqrt[3]{\frac{37}{30}} = 1.233;$$

- 2) Estes valores característicos deverão ser comparados com os valores da tensão de rotura obtidos nos ensaios de rotura à compressão, conforme preconizado na Norma EN 206-1.

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.:  Data:  19 OUT. 07	Rub.:  Data:  19 OUT. 07

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, Pré-Esforço, Equipamento e Montagens, S. A., não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

	PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ – ESFORÇO	Ref. Nº.	RP 067/07-1
VSL Sistemas Portugal	BRISA A3 – AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANÇO PORTO / FAMALICÃO, SUBLANÇO ÁGUAS SANTAS/MAIA ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO PARA 2 X 4 VIAS VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	Página	28 / 28

3. EQUIPA TÉCNICA

Colaboraram neste estudo os seguintes técnicos da VSL Sistemas Portugal,

Elaborado por:

Engº Vítor Manuel da Cruz Marchão (O.E. nº 28 047) e

Engº Carlos Manuel dos Santos Pereira (A.N.E.T. nº 3327)

Desenhador Projectista, Rui Torres

Verificado por:

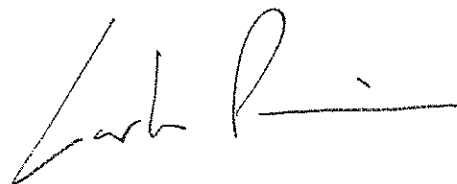
Engª Zenóbia de Quadros Martins (O.E. nº 18 009)

Abóboda, 19 de Outubro de 2007

Elaborado por

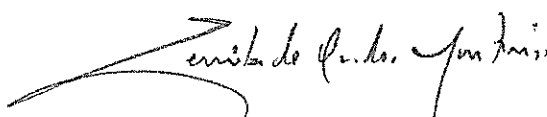


Vítor Manuel da Cruz Marchão





Carlos Manuel dos Santos Pereira

Verificado por



Zenóbia de Quadros Martins

Elaborado por:	Verificado por:
Rub.: 	Rub.: 
Data: 19 OUT. 07	Data: 19 OUT. 07

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, Pré-Esforço, Equipamento e Montagens, S. A., não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO - CÁLCULO

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA - P.E. Exterior em Cabos no Tabuleiro

Cabos C1A-1, C1B-1, C1C-1 e C1D-1

Número de secções de cálculo	12
Coeficiente de atrito em curva (μ)	0,06 rad ⁻¹
Coeficiente de atrito em recta (k)	0,0005 m ⁻¹
Área de aço de pré-esforço (A_{sp})	16,80 cm ²
Tensão de rotura do aço de pré-esforço (σ_{rot})	1860 MPa
Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço (E_p)	195 GPa
Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28}$)	32,0 GPa
Módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do p.e. ($E_{c,i}$)	32,0 GPa
Coeficiente de Fluência do betão (φ_c)	0
Extensão de Retracção do betão (ϵ_c)	0,0E+00
Relaxação do aço às 1000 h a 20°C e a 70% da rotura	2,5%
Número de cabos na mesma secção transversal	1

Aplicação da força de pré-esforço

Puxe e reaperto (S/N)?	N	Puxe a	75,0%	da σ_r
Lado de início de pré-esforço (E/D)	D			
	Esquerda		Direita	
Força de puxe P_o' [kN]	0		2343,6	
Reentrada das cunhas [m]	0		0,006	
Alongamento Teórico [m]	0,000		0,457	

Traçado do Cabo

Secção	Curva / Recta	x [m]	h [m]	R planta [m]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,Po+g}$ [MPa]	$\sigma_{c,Po}$ [MPa]
1	-	0	1,933	0	-3,0	-4,0	-6,0
2	R	17,4	1,854	0	-3,0	-4,0	-6,0
3	C	17,8	1,853	7,9	-3,0	-4,0	-6,0
4	R	29,3	1,801	0	-3,0	-4,0	-6,0
5	C	29,9	1,756	7,4	-3,0	-4,0	-6,0
6	R	41,4	0,084	0	-3,0	-4,0	-6,0
7	C	41,8	0,055	12,7	-3,0	-4,0	-6,0
8	R	53,4	0,055	0	-3,0	-4,0	-6,0
9	C	53,8	0,084	12,7	-3,0	-4,0	-6,0
10	R	65,3	1,756	0	-3,0	-4,0	-6,0
11	C	65,9	1,8	12,5	-3,0	-4,0	-6,0
12	R	66,42	1,8	0	-3,0	-4,0	-6,0

Resultados

Perdas imediatas

Secção	x [m]	h [m]	β [rad]	ΔP_{atrito} [kN]	$\Delta P_{\text{r.c.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{d.i.}}$ [kN]	P_o [kN]
1	0,000	1,933	0,668551	165,7	0,0	0,0	2177,9
2	17,400	1,854	0,668551	146,7	0,0	0,0	2196,9
3	17,800	1,853	0,617672	139,5	0,0	0,0	2204,1
4	29,300	1,801	0,617672	126,8	0,0	0,0	2216,8
5	29,900	1,756	0,448136	103,5	0,0	0,0	2240,1
6	41,400	0,084	0,448136	90,5	0,0	0,0	2253,1
7	41,800	0,055	0,300736	70,1	28,9	0,0	2244,6
8	53,400	0,055	0,300736	56,8	55,4	0,0	2231,4
9	53,800	0,084	0,153335	36,1	96,9	0,0	2210,6
10	65,300	1,756	0,153335	22,8	123,5	0,0	2197,3
11	65,900	1,800	0,000000	0,6	167,8	0,0	2175,2
12	66,420	1,800	0,000000	0,0	169,0	0,0	2174,6

Comprimento de reentrada das cunhas [m]	Esquerda	Direita
	0,000	24,902

Perdas diferidas

Secção	x [m]	h [m]	P_o [kN]	$\Delta P_{\text{flu.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{retr.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{rel.}}$ [kN]	P_{∞} [kN]
1	0,000	1,933	2177,9	0,0	0,0	87,2	2093,1
2	17,400	1,854	2196,9	0,0	0,0	90,0	2109,4
3	17,800	1,853	2204,1	0,0	0,0	91,0	2115,5
4	29,300	1,801	2216,8	0,0	0,0	92,9	2126,4
5	29,900	1,756	2240,1	0,0	0,0	96,4	2146,3
6	41,400	0,084	2253,1	0,0	0,0	98,4	2157,3
7	41,800	0,055	2244,6	0,0	0,0	97,1	2150,1
8	53,400	0,055	2231,4	0,0	0,0	95,1	2138,9
9	53,800	0,084	2210,6	0,0	0,0	92,0	2121,1
10	65,300	1,756	2197,3	0,0	0,0	90,0	2109,7
11	65,900	1,800	2175,2	0,0	0,0	86,8	2090,7
12	66,420	1,800	2174,6	0,0	0,0	86,7	2090,2

PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO - CÁLCULO

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA - P.E. Exterior em Cabos no Tabuleiro

Cabos C2A-1, C2B-1, C2C-1 e C2D-1

Número de secções de cálculo	12
Coefficiente de atrito em curva (μ)	0,06 rad ⁻¹
Coefficiente de atrito em recta (k)	0,0005 m ⁻¹
Área de aço de pré-esforço (A_{sp})	16,80 cm ²
Tensão de rotura do aço de pré-esforço (σ_{rot})	1860 MPa
Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço (E_p)	195 GPa
Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28}$)	32,0 GPa
Módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do p.e. ($E_{c,i}$)	32,0 GPa
Coefficiente de Fluência do betão (φ_c)	0
Extensão de Retracção do betão (ϵ_c)	0,0E+00
Relaxação do aço às 1000 h a 20°C e a 70% da rotura	2,5%
Número de cabos na mesma secção transversal	1

Aplicação da força de pré-esforço

Puxe e reaperto (S/N)?	N	Puxe a	75,0%	da σ_r
Lado de início de pré-esforço (E/D)	D			

	Esquerda	Direita
Força de puxe P_o' [kN]	0	2343,6
Reentrada das cunhas [m]	0	0,006
Alongamento Teórico [m]	0,000	0,458

Traçado do Cabo

Secção	Curva / Recta	x [m]	h [m]	R planta [m]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,Po+g}$ [MPa]	$\sigma_{c,Po}$ [MPa]
1	-	0	1,933	0	-3,0	-4,0	-6,0
2	R	17,4	1,854	0	-3,0	-4,0	-6,0
3	C	17,8	1,853	7,9	-3,0	-4,0	-6,0
4	R	29,3	1,801	0	-3,0	-4,0	-6,0
5	C	29,9	1,756	7,4	-3,0	-4,0	-6,0
6	R	41,4	0,084	0	-3,0	-4,0	-6,0
7	C	41,8	0,055	12,7	-3,0	-4,0	-6,0
8	R	53,4	0,055	0	-3,0	-4,0	-6,0
9	C	53,8	0,078	12,7	-3,0	-4,0	-6,0
10	R	65,3	1,415	0	-3,0	-4,0	-6,0
11	C	65,9	1,45	19,1	-3,0	-4,0	-6,0
12	R	66,416	1,45	0	-3,0	-4,0	-6,0

Resultados

Perdas imediatas

Secção	x [m]	h [m]	β [rad]	ΔP_{atrito} [kN]	$\Delta P_{\text{r.c.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{d.i.}}$ [kN]	P_o [kN]
1	0,000	1,933	0,606881	157,6	0,0	0,0	2186,0
2	17,400	1,854	0,606881	138,5	0,0	0,0	2205,1
3	17,800	1,853	0,556001	131,3	0,0	0,0	2212,3
4	29,300	1,801	0,556001	118,6	0,0	0,0	2225,0
5	29,900	1,756	0,386466	95,1	0,0	0,0	2248,5
6	41,400	0,084	0,386466	82,2	0,0	0,0	2261,4
7	41,800	0,055	0,239065	61,6	33,2	0,0	2248,8
8	53,400	0,055	0,239065	48,4	59,7	0,0	2235,5
9	53,800	0,078	0,120315	31,5	93,5	0,0	2218,7
10	65,300	1,415	0,120315	18,2	120,1	0,0	2205,3
11	65,900	1,450	0,000000	0,6	155,2	0,0	2187,8
12	66,416	1,450	0,000000	0,0	156,4	0,0	2187,2

Comprimento de reentrada das cunhas [m]	Esquerda	Direita
	0,000	24,939

Perdas diferidas

Secção	x [m]	h [m]	P_o [kN]	$\Delta P_{\text{flu.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{retr.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{rel.}}$ [kN]	P_{∞} [kN]
1	0,000	1,933	2186,0	0,0	0,0	88,4	2100,0
2	17,400	1,854	2205,1	0,0	0,0	91,2	2116,4
3	17,800	1,853	2212,3	0,0	0,0	92,2	2122,5
4	29,300	1,801	2225,0	0,0	0,0	94,1	2133,4
5	29,900	1,756	2248,5	0,0	0,0	97,7	2153,4
6	41,400	0,084	2261,4	0,0	0,0	99,6	2164,4
7	41,800	0,055	2248,8	0,0	0,0	97,7	2153,7
8	53,400	0,055	2235,5	0,0	0,0	95,7	2142,4
9	53,800	0,078	2218,7	0,0	0,0	93,2	2128,0
10	65,300	1,415	2205,3	0,0	0,0	91,2	2116,6
11	65,900	1,450	2187,8	0,0	0,0	88,6	2101,5
12	66,416	1,450	2187,2	0,0	0,0	88,6	2101,0

PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO - CÁLCULO

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA - P.E. Exterior em Cabos no Tabuleiro

Cabos C1A-2, C1B-2, C1C-2 e C1D-2

Número de secções de cálculo	12
Coeficiente de atrito em curva (μ)	0,06 rad ⁻¹
Coeficiente de atrito em recta (k)	0,0005 m ⁻¹
Área de aço de pré-esforço (A_{sp})	16,80 cm ²
Tensão de rotura do aço de pré-esforço (σ_{rot})	1860 MPa
Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço (E_p)	195 GPa
Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28}$)	32,0 GPa
Módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do p.e. ($E_{c,i}$)	32,0 GPa
Coeficiente de Fluência do betão (φ_c)	0
Extensão de Retracção do betão (ϵ_c)	0,0E+00
Relaxação do aço às 1000 h a 20°C e a 70% da rotura	2,5%
Número de cabos na mesma secção transversal	1

Aplicação da força de pré-esforço

Puxe e reaperto (S/N)?	N	Puxe a	75,0%	da σ_r
Lado de início de pré-esforço (E/D)	D			
	Esquerda		Direita	
Força de puxe P_o' [kN]	0		2343,6	
Reentrada das cunhas [m]	0		0,006	
Alongamento Teórico [m]	0,000		0,457	

Traçado do Cabo

Secção	Curva / Recta	x [m]	h [m]	R planta [m]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,Po+g}$ [MPa]	$\sigma_{c,Po}$ [MPa]
1	-	0	1,933	0	-3,0	-4,0	-6,0
2	R	17,4	1,854	0	-3,0	-4,0	-6,0
3	C	17,8	1,853	7,9	-3,0	-4,0	-6,0
4	R	29,3	1,801	0	-3,0	-4,0	-6,0
5	C	29,9	1,756	7,4	-3,0	-4,0	-6,0
6	R	41,4	0,084	0	-3,0	-4,0	-6,0
7	C	41,8	0,055	12,7	-3,0	-4,0	-6,0
8	R	53,4	0,055	0	-3,0	-4,0	-6,0
9	C	53,8	0,084	17,6	-3,0	-4,0	-6,0
10	R	65,3	1,756	0	-3,0	-4,0	-6,0
11	C	65,9	1,8	26,5	-3,0	-4,0	-6,0
12	R	66,42	1,8	0	-3,0	-4,0	-6,0

Resultados

Perdas imediatas

Secção	x [m]	h [m]	β [rad]	ΔP_{atrito} [kN]	$\Delta P_{\text{r.c.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{d.i.}}$ [kN]	P_o [kN]
1	0,000	1,933	0,660973	164,7	0,0	0,0	2178,9
2	17,400	1,854	0,660973	145,7	0,0	0,0	2197,9
3	17,800	1,853	0,610093	138,5	0,0	0,0	2205,1
4	29,300	1,801	0,610093	125,8	0,0	0,0	2217,8
5	29,900	1,756	0,440558	102,4	0,0	0,0	2241,2
6	41,400	0,084	0,440558	89,5	0,0	0,0	2254,1
7	41,800	0,055	0,293157	69,0	29,2	0,0	2245,4
8	53,400	0,055	0,293157	55,8	55,6	0,0	2232,2
9	53,800	0,084	0,147378	35,2	96,7	0,0	2211,6
10	65,300	1,756	0,147378	21,9	123,4	0,0	2198,3
11	65,900	1,800	0,000000	0,6	166,0	0,0	2177,0
12	66,420	1,800	0,000000	0,0	167,2	0,0	2176,4

Comprimento de reentrada das cunhas [m]	Esquerda	Direita
	0,000	24,905

Perdas diferidas

Secção	x [m]	h [m]	P_o [kN]	$\Delta P_{\text{flu.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{retr.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{rel.}}$ [kN]	P_{∞} [kN]
1	0,000	1,933	2178,9	0,0	0,0	87,4	2093,9
2	17,400	1,854	2197,9	0,0	0,0	90,1	2110,3
3	17,800	1,853	2205,1	0,0	0,0	91,2	2116,4
4	29,300	1,801	2217,8	0,0	0,0	93,1	2127,3
5	29,900	1,756	2241,2	0,0	0,0	96,6	2147,2
6	41,400	0,084	2254,1	0,0	0,0	98,5	2158,2
7	41,800	0,055	2245,4	0,0	0,0	97,2	2150,8
8	53,400	0,055	2232,2	0,0	0,0	95,2	2139,5
9	53,800	0,084	2211,6	0,0	0,0	92,1	2122,0
10	65,300	1,756	2198,3	0,0	0,0	90,2	2110,6
11	65,900	1,800	2177,0	0,0	0,0	87,1	2092,3
12	66,420	1,800	2176,4	0,0	0,0	87,0	2091,8

PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO - CÁLCULO

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA - P.E. Exterior em Cabos no Tabuleiro

Cabos C2A-2, C2B-2, C2C-2 e C2D-2

Número de secções de cálculo	12
Coefficiente de atrito em curva (μ)	0,06 rad ⁻¹
Coefficiente de atrito em recta (k)	0,0005 m ⁻¹
Área de aço de pré-esforço (A_{sp})	16,80 cm ²
Tensão de rotura do aço de pré-esforço (σ_{rot})	1860 MPa
Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço (E_p)	195 GPa
Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28}$)	32,0 GPa
Módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do p.e. ($E_{c,i}$)	32,0 GPa
Coefficiente de Fluência do betão (φ_c)	0
Extensão de Retracção do betão (ε_c)	0,0E+00
Relaxação do aço às 1000 h a 20°C e a 70% da rotura	2,5%
Número de cabos na mesma secção transversal	1

Aplicação da força de pré-esforço

Puxe e reaperto (S/N)?	N	Puxe a	75,0%	da σ_r
Lado de início de pré-esforço (E/D)	D			

	Esquerda	Direita
Força de puxe P_o' [kN]	0	2343,6
Reentrada das cunhas [m]	0	0,006
Alongamento Teórico [m]	0,000	0,457

Traçado do Cabo

Secção	Curva / Recta	x [m]	h [m]	R planta [m]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,Po+g}$ [MPa]	$\sigma_{c,Po}$ [MPa]
1	-	0	1,933	0	-3,0	-4,0	-6,0
2	R	17,4	1,854	0	-3,0	-4,0	-6,0
3	C	17,8	1,853	7,9	-3,0	-4,0	-6,0
4	R	29,3	1,801	0	-3,0	-4,0	-6,0
5	C	29,9	1,756	7,4	-3,0	-4,0	-6,0
6	R	41,4	0,084	0	-3,0	-4,0	-6,0
7	C	41,8	0,055	12,7	-3,0	-4,0	-6,0
8	R	53,4	0,055	0	-3,0	-4,0	-6,0
9	C	53,8	0,078	7,1	-3,0	-4,0	-6,0
10	R	65,3	1,415	0	-3,0	-4,0	-6,0
11	C	65,9	1,45	10,6	-3,0	-4,0	-6,0
12	R	66,416	1,45	0	-3,0	-4,0	-6,0

Resultados

Perdas imediatas

Secção	x [m]	h [m]	β [rad]	ΔP_{atrito} [kN]	$\Delta P_{\text{r.c.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{d.l.}}$ [kN]	P_o [kN]
1	0,000	1,933	0,624623	159,9	0,0	0,0	2183,7
2	17,400	1,854	0,624623	140,9	0,0	0,0	2202,7
3	17,800	1,853	0,573744	133,7	0,0	0,0	2209,9
4	29,300	1,801	0,573744	120,9	0,0	0,0	2222,7
5	29,900	1,756	0,404209	97,5	0,0	0,0	2246,1
6	41,400	0,084	0,404209	84,6	0,0	0,0	2259,0
7	41,800	0,055	0,256808	64,1	31,9	0,0	2247,7
8	53,400	0,055	0,256808	50,8	58,4	0,0	2234,4
9	53,800	0,078	0,129201	32,7	94,5	0,0	2216,3
10	65,300	1,415	0,129201	19,4	121,2	0,0	2203,0
11	65,900	1,450	0,000000	0,6	158,8	0,0	2184,2
12	66,416	1,450	0,000000	0,0	160,0	0,0	2183,6

Comprimento de reentrada das cunhas [m]	Esquerda	Direita
	0,000	24,926

Perdas diferidas

Secção	x [m]	h [m]	P_o [kN]	$\Delta P_{\text{ru.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{retr.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{rel.}}$ [kN]	P_{∞} [kN]
1	0,000	1,933	2183,7	0,0	0,0	88,1	2098,0
2	17,400	1,854	2202,7	0,0	0,0	90,8	2114,4
3	17,800	1,853	2209,9	0,0	0,0	91,9	2120,5
4	29,300	1,801	2222,7	0,0	0,0	93,8	2131,4
5	29,900	1,756	2246,1	0,0	0,0	97,3	2151,4
6	41,400	0,084	2259,0	0,0	0,0	99,3	2162,4
7	41,800	0,055	2247,7	0,0	0,0	97,5	2152,7
8	53,400	0,055	2234,4	0,0	0,0	95,5	2141,4
9	53,800	0,078	2216,3	0,0	0,0	92,8	2126,0
10	65,300	1,415	2203,0	0,0	0,0	90,9	2114,6
11	65,900	1,450	2184,2	0,0	0,0	88,1	2098,5
12	66,416	1,450	2183,6	0,0	0,0	88,0	2098,0

PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO - CÁLCULO

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA - P.E. em Barras nos Encontros

Barras dos Encontros

Número de secções de cálculo	2
Coefficiente de atrito em curva (μ)	0 rad ⁻¹
Coefficiente de atrito em recta (k)	0 m ⁻¹
Área de aço de pré-esforço (A_{sp})	10,20 cm ²
Tensão de rotura do aço de pré-esforço (σ_{rot})	1050 MPa
Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço (E_p)	205 GPa
Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28}$)	32,0 GPa
Módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do p.e. ($E_{c,i}$)	32,0 GPa
Coefficiente de Fluência do betão (φ_c)	0
Extensão de Retracção do betão (ϵ_c)	0,0E+00
Relaxação do aço às 1000 h a 20°C e a 70% da rotura	3,3%
Número de cabos na mesma secção transversal	1

Aplicação da força de pré-esforço

Puxe e reaperto (S/N)?	N	Puxe a	75,0%	da σ_r
Lado de início de pré-esforço (E/D)	D			

	Esquerda	Direita
Força de puxe P_o' [kN]	0	803,3
Reentrada das cunhas [m]	0	0,001
Alongamento Teórico [m]	0,000	0,008

Traçado do Cabo

Secção	Curva / Recta	x [m]	h [m]	R planta [m]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,Po+g}$ [MPa]	$\sigma_{c,Po}$ [MPa]
1	-	0	1	0	-3,0	-4,0	-6,0
2	R	2,19	1	0	-3,0	-4,0	-6,0

Resultados

Perdas imediatas

Secção	x [m]	h [m]	β [rad]	ΔP_{atrito} [kN]	$\Delta P_{\text{r.c.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{d.i.}}$ [kN]	P_o [kN]
1	0,000	1,000	0,000000	0,0	95,5	0,0	707,8
2	2,190	1,000	0,000000	0,0	95,5	0,0	707,8

Comprimento de reentrada das cunhas [m]	Esquerda	Direita
	0,000	1000000,000

Perdas diferidas

Secção	x [m]	h [m]	P_o [kN]	$\Delta P_{\text{flu.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{retr.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{rel.}}$ [kN]	P_{∞} [kN]
1	0,000	1,000	707,8	0,0	0,0	32,4	677,1
2	2,190	1,000	707,8	0,0	0,0	32,4	677,1

PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO - CÁLCULO

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA - P.E. em Barras nos Encontros

Barras do Pilar P4

Número de secções de cálculo	2
Coefficiente de atrito em curva (μ)	0 rad ⁻¹
Coefficiente de atrito em recta (k)	0 m ⁻¹
Área de aço de pré-esforço (A_{sp})	10,20 cm ²
Tensão de rotura do aço de pré-esforço (σ_{rot})	1050 MPa
Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço (E_p)	205 GPa
Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias ($E_{c,28}$)	32,0 GPa
Módulo de elasticidade do betão à data da aplicação do p.e. ($E_{c,i}$)	32,0 GPa
Coefficiente de Fluência do betão (φ_c)	0
Extensão de Retracção do betão (ϵ_c)	0,0E+00
Relaxação do aço às 1000 h a 20°C e a 70% da rotura	3,3%
Número de cabos na mesma secção transversal	1

Aplicação da força de pré-esforço

Puxe e reaperto (S/N)?	N	Puxe a	75,0%	da σ_r
Lado de início de pré-esforço (E/D)	D			

	Esquerda	Direita
Força de puxe P_o' [kN]	0	803,3
Reentrada das cunhas [m]	0	0,001
Alongamento Teórico [m]	0,000	0,011

Traçado do Cabo

Secção	Curva / Recta	x [m]	h [m]	R planta [m]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,Potg}$ [MPa]	$\sigma_{c,Po}$ [MPa]
1	-	0	1	0	-3,0	-4,0	-6,0
2	R	2,99	1	0	-3,0	-4,0	-6,0

Resultados

Perdas imediatas

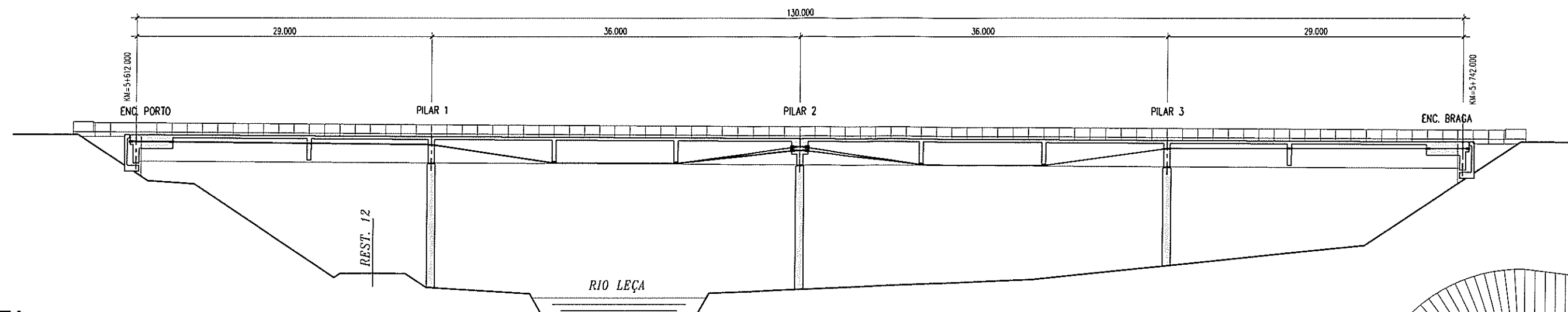
Secção	x [m]	h [m]	β [rad]	ΔP_{atrito} [kN]	$\Delta P_{\text{r.c.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{d.i.}}$ [kN]	P_o [kN]
1	0,000	1,000	0,000000	0,0	69,9	0,0	733,3
2	2,990	1,000	0,000000	0,0	69,9	0,0	733,3

Comprimento de reentrada das cunhas [m]	Esquerda	Direita
	0,000	1000000,000

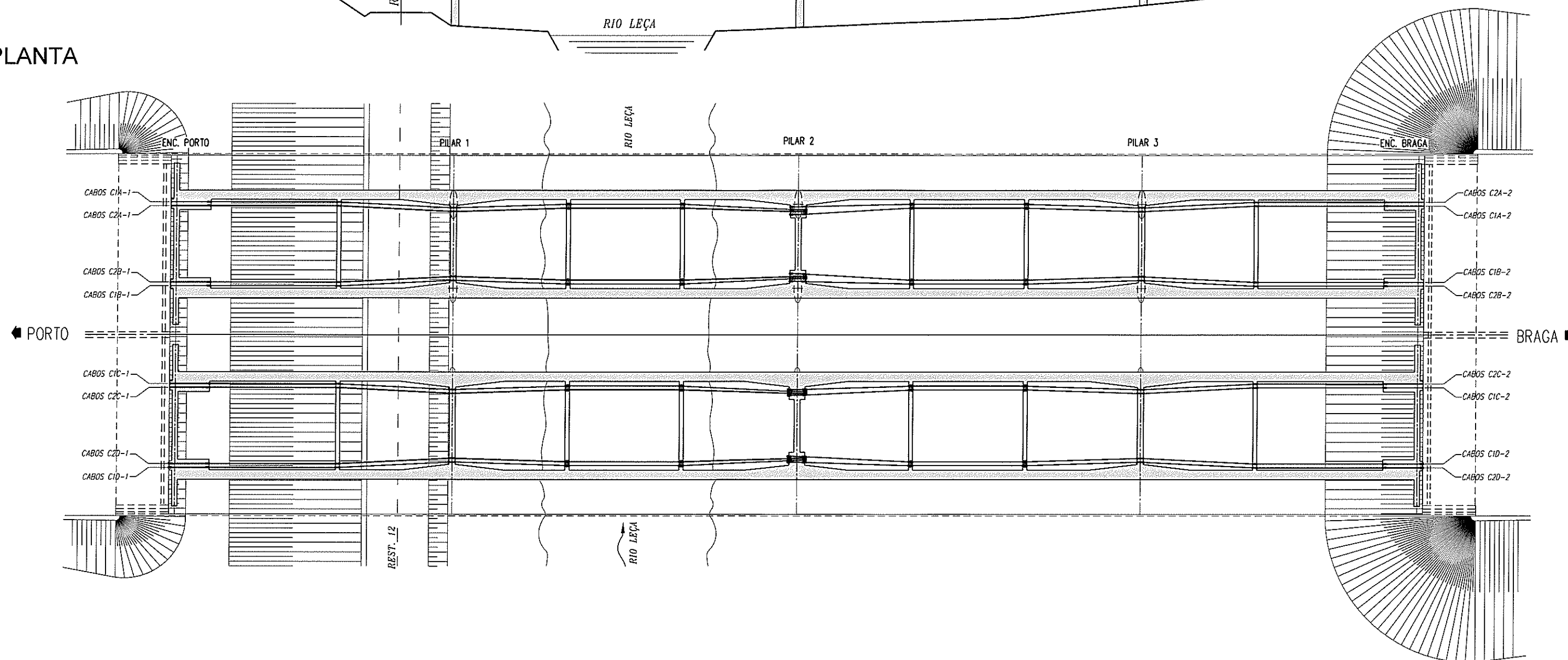
Perdas diferidas

Secção	x [m]	h [m]	P_o [kN]	$\Delta P_{\text{flu.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{retr.}}$ [kN]	$\Delta P_{\text{rel.}}$ [kN]	P_{∞} [kN]
1	0,000	1,000	733,3	0,0	0,0	37,0	698,2
2	2,990	1,000	733,3	0,0	0,0	37,0	698,2

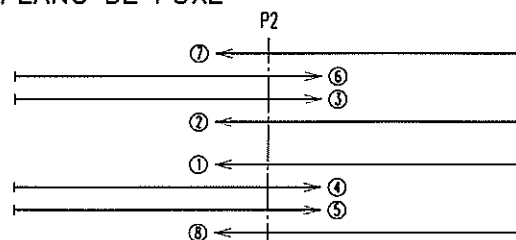
CORTE LONGITUDINAL



PLANTA



PLANO DE PUXE



DE 1 A 8 POR ORDEM NUMÉRICA

- 1- O TENSIONAMENTO DOS CABOS SÓ PODERÁ SER EFECTUADO APÓS A CONCLUSÃO DO ESTICAMENTO DAS BARRAS.
- 2- O TENSIONAMENTO DOS CABOS SERÁ EFECTUADO EM 5 FASES. EM CADA FASE REPETE-SE A SEQUÊNCIA DOS 8 ESTICAMENTOS INDICADOS POR FASE TODOS OS CORDOES SERÃO ESTICADOS A 20% DA FORÇA PROPOSTA, O QUE CORRESPONDE A 39,1KN.

NOTAS

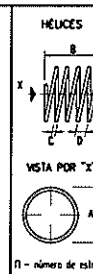
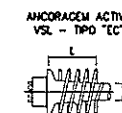
- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA.
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - AS COTAS REFEREM-SE AO FUNDO DA VIGA LONGITUDINAL.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) LNEC E 453-2002/pEN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)	
28.4 MPa (PROV. CUBOS 15cm ARESTA - EN 206-1)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

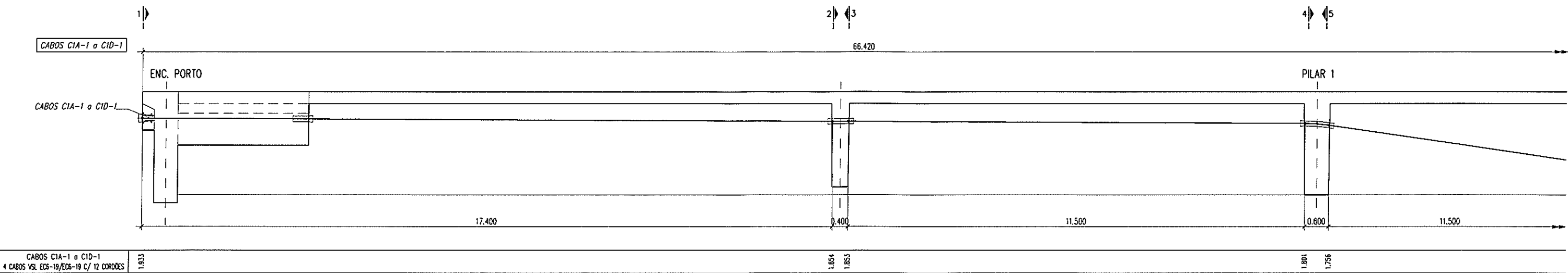
VAR.	ANC.	EC 6-19
		12 Cord. 0.6"
A	400	
B	300	
C	16	
D	50	
n	6	
L	420	
M	---	



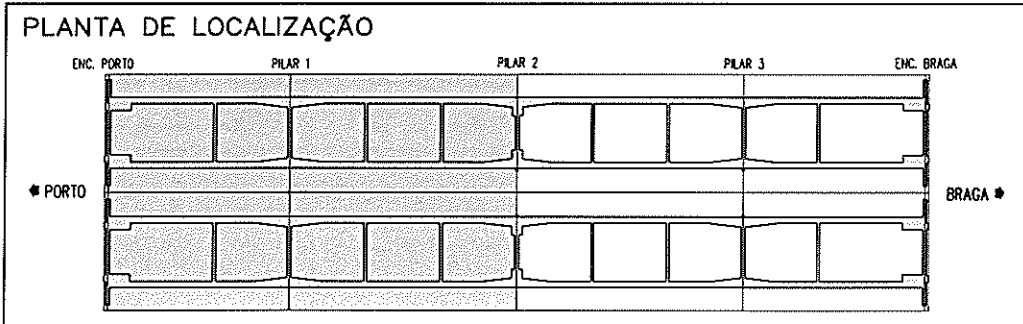
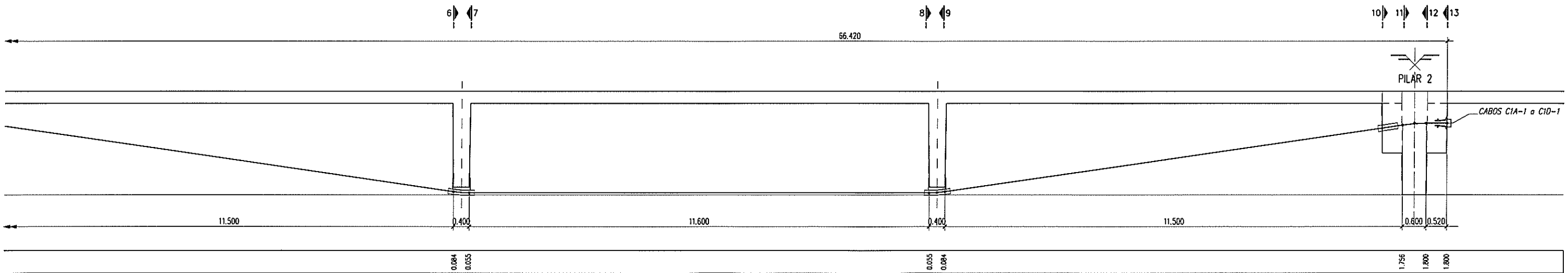
ALTERAÇÃO		DESCRIÇÃO		VERIFICOU	DATA
VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.					
EMPREENHADA		CLIENTE		OBRA	
BRISA		SOARES DA COSTA		VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	
AS - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANCE PORTO/VALENÇA-SUBLINHO ÁGUAS SAINTE/VALENÇA - ALARGAMENTO E BOMBECAÇÃO 2+4 VAS					
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS					
APRESENTAÇÃO PLANTA E CORTE LONGITUDINAL PLANO DE PUXE					
DESENHO	PROJEÇÃO	DATA	ESCALAS	PROCESSO	DESENHO
RTO	Vale/CPe	OUTUBRO 2007	-	RP067/07-1	001-00

Este documento constitui propriedade exclusiva de VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

CABOS C1A-1, C1B-1, C1C-1 e C1D-1
CORTE LONGITUDINAL



CORTE LONGITUDINAL (CONTINUAÇÃO)



NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE
3 - AS COTAS REFEREM-SE AO FUNDO DA VIGA LONGITUDINAL

MATERIAIS	
BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) UNECE 453-2002/p/EN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO 23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CILÍNDRICOS 15cm ÁRESTA - EN 206-1)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS	
VAR.	ANC. EC 8-19 12 Corb. 0.6"
A	400
B	300
C	16
D	50
E	6
F	420
M	---

VSL
Sistemas Portugal
Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.

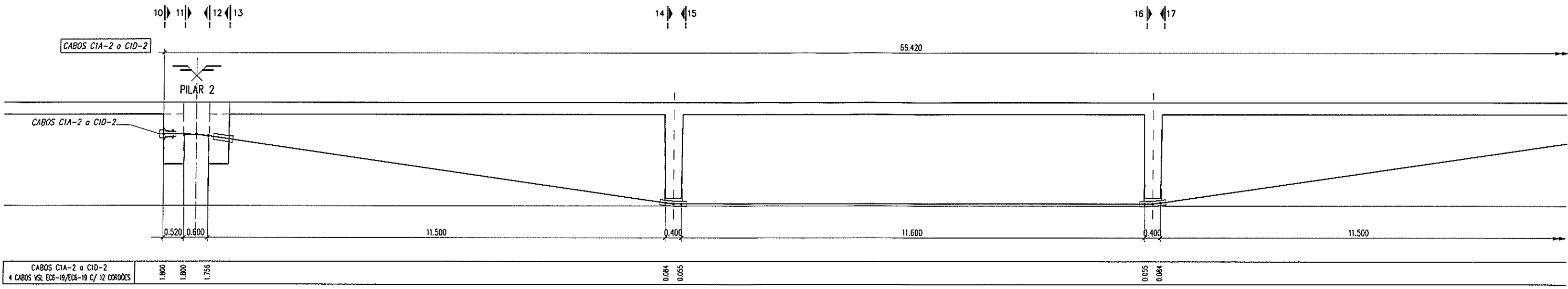
BRISA
SOARES DA COSTA

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

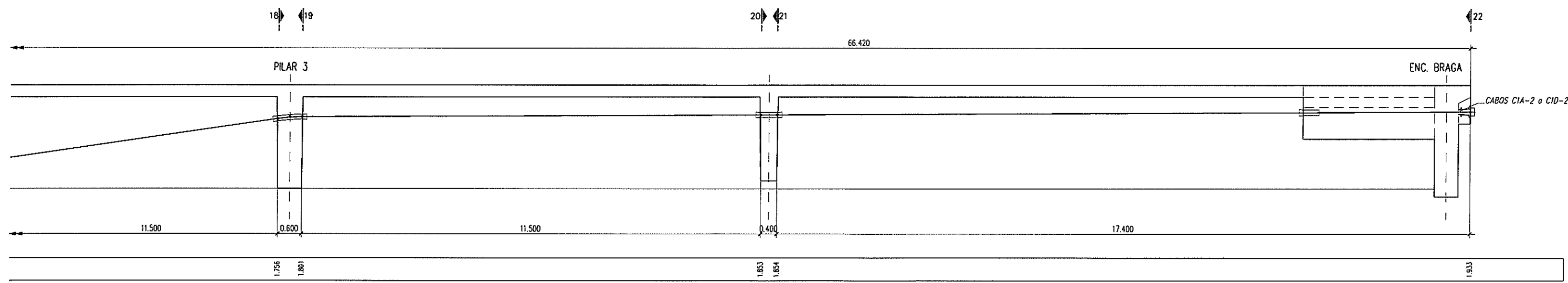
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS
TRAÇADO DOS CABOS C1A-1, C1B-1, C1C-1 e C1D-1
CORTE LONGITUDINAL

DATA: OUTUBRO 2007
PROCESSO: RP067/07-1
DESENHO: 002-00

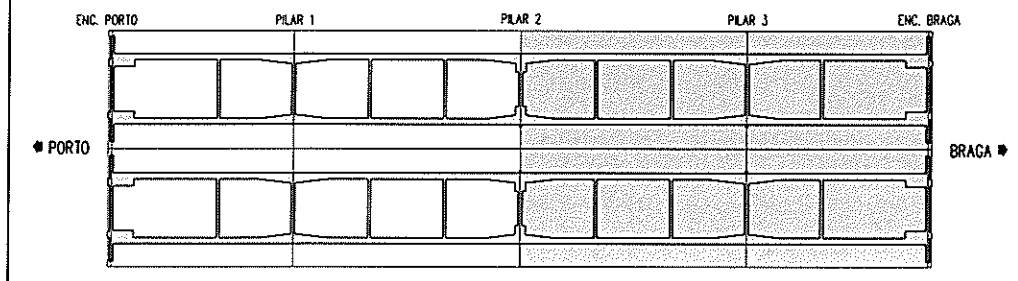
CABOS C1A-2, C1B-2, C1C-2 e C1D-2
CORTE LONGITUDINAL



CORTE LONGITUDINAL (CONTINUAÇÃO)



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO



NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE
- 3 - AS COTAS REFEREM-SE AO FUNDO DA VIGA LONGITUDINAL

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR LNEC E 453-2002/pxEN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CUBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC.	EC 6-19	12 Cont. 0.6"
A	400		
B	300		
C	15		
D	50		
n	6		
L	420		
M	---		

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

VISTA POR "X"

11 - número de estrias

VSL

VSL Sistemas Portugal

Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.

PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL

OBRA: VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

PROJECOU: VML/CPa

ESCALAS: 1:100

DESENHO: 004-00

PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS

TRAÇADO DOS CABOS C1A-2, C1B-2, C1C-2 e C1D-2

CORTE LONGITUDINAL

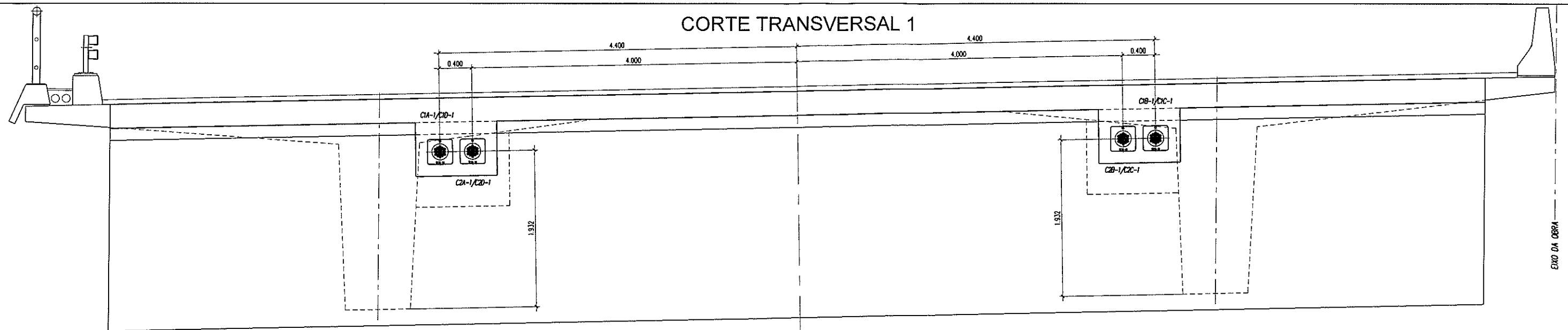
ALTEIRAÇÃO

DESIGNAÇÃO

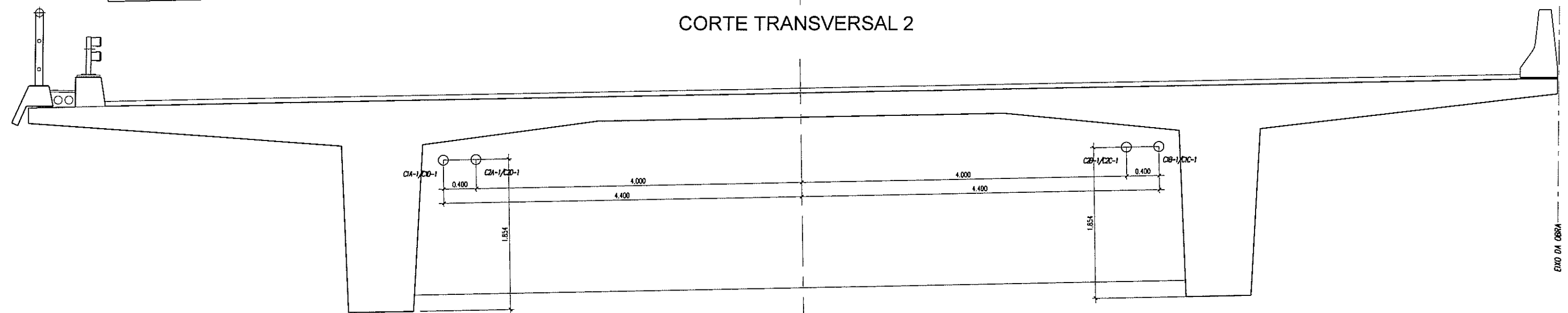
VERIFICOU

DATA

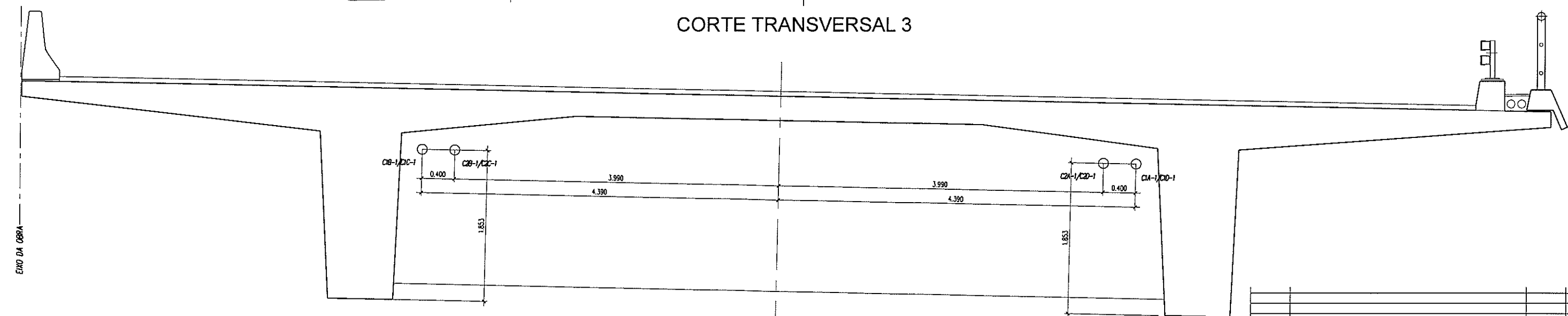
CORTE TRANSVERSAL 1



CORTE TRANSVERSAL 2



CORTE TRANSVERSAL 3



NOTAS

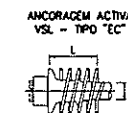
- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - AS COTAS REFEREM-SE AO FUNDO DA VIGA LONGITUDINAL.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDINÁRIAS - REFORÇO) A 400 NR (PRE-ESFORÇO) UNECE 453-2002/PRM 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CÚBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

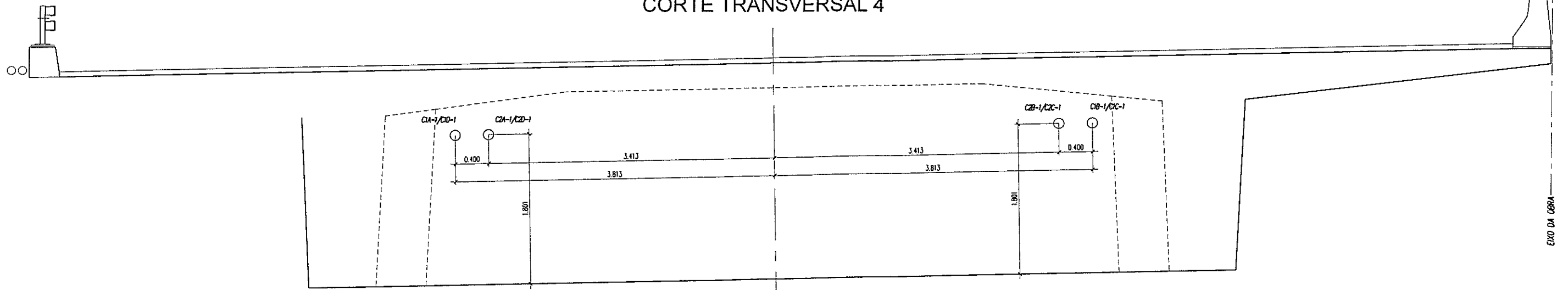
QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC.	EC 6-19	12 Cont. 0.6"
A	400		
B	300		
C	16		
D	50		
n	6		
L	420		
M	---		

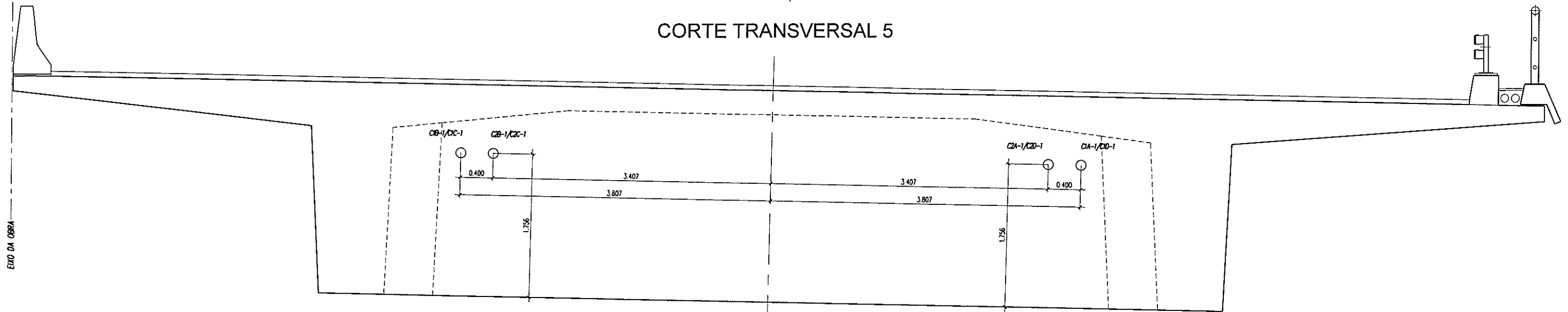


VSL VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.		PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL
DONO DA OBRA BRISA	CLIENTE SOARES DA COSTA	OBRA VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA
EMPREITEIRA A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA UNICO PORTO/FINALICAO-SUBLANCO AGUAS SALTUS/AMA - REAROMENTO E BOMBEADORA 2H MAS		PROJECTO Vila / CPe
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS TRAÇADO DOS CABOS CORTES TRANSVERSAIS 1 A 3		DATA OUTUBRO 2007
PROCESSO RP067/07-1	ESCALAS 1:50	DESIGNO 010-00

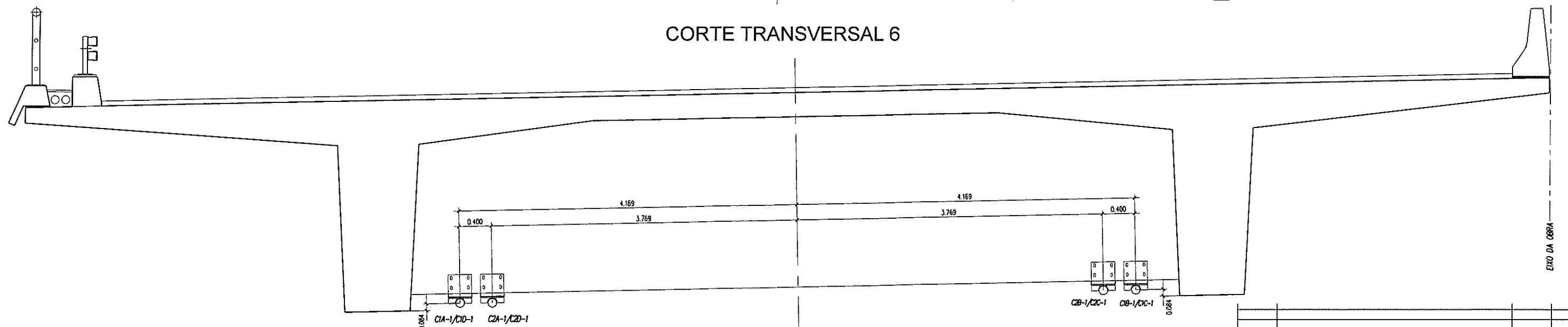
CORTE TRANSVERSAL 4



CORTE TRANSVERSAL 5



CORTE TRANSVERSAL 6



NOTAS

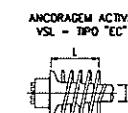
- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA.
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - AS COTAS REFEREM-SE AO FUNDO DA VIGA LONGITUDINAL.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) UNECE 453-2002/PrEN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CUBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

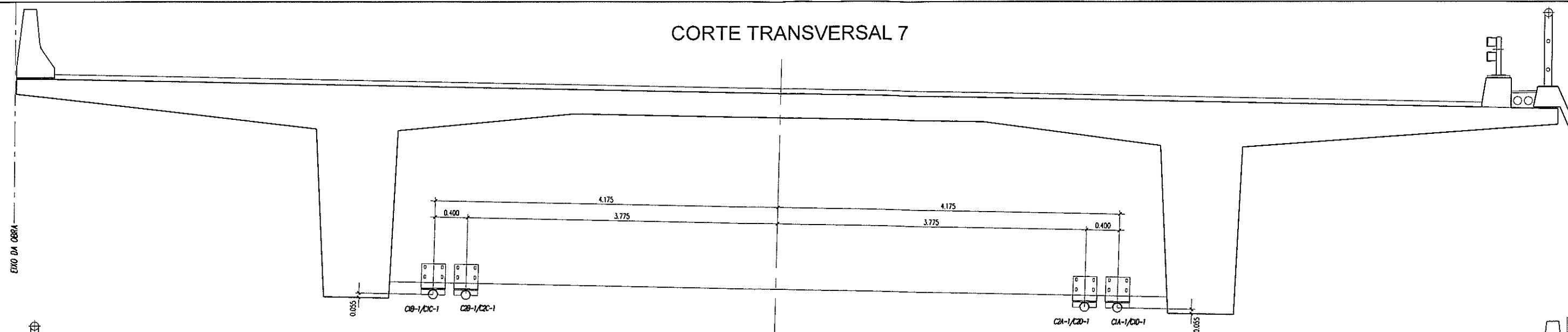
VAR.	ANC.	EC 6-19
A	12	Corr. 0.6"
B	400	
C	300	
D	15	
E	50	
F	5	
G	420	
H	---	



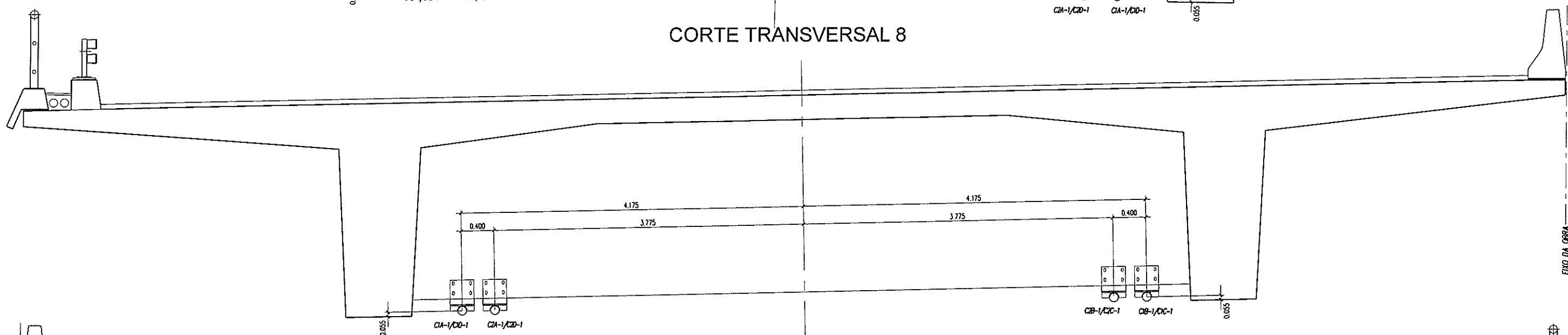
HÉLICES
VISTA POR "X"
n - número de estírios

VSL VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.		PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL	
DOMO DE CORA BRISA	CLIENTE SOARES DA COSTA	OBRA VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	
EMPREITADA A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANCE PORTO/FINALIZAÇÃO-SUBLINHO AZULS/ANNA - ALARGAMENTO E BORDOFEIÇÃO 24 MMS		PROJECTION VSL/CPB	
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS TRAÇADO DOS CABOS CORTES TRANSVERSAIS 4 A 6		DATA OUTUBRO 2007	
PROCESSO RP067/07-1		ESCALAS 1:50	
Este documento constitui propriedade exclusiva do VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.		DATA 011-00	

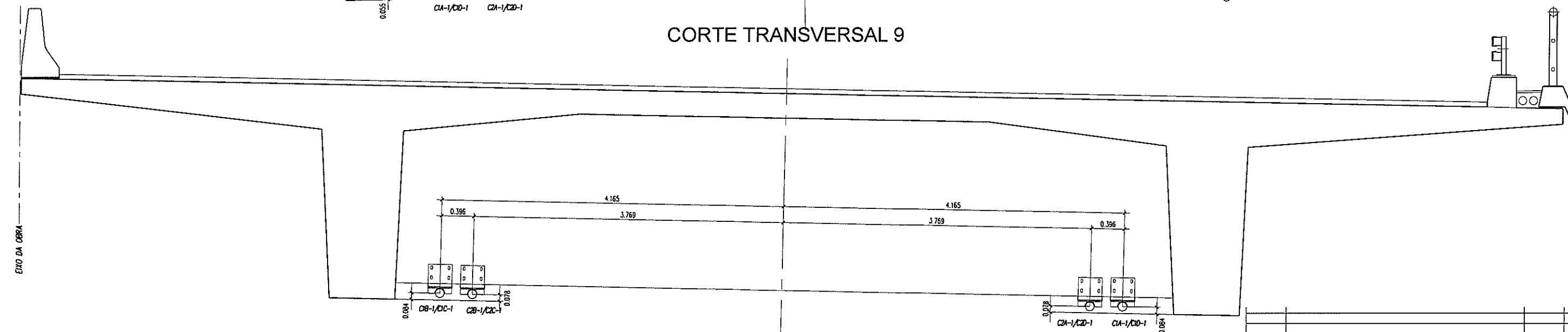
CORTE TRANSVERSAL 7



CORTE TRANSVERSAL 8



CORTE TRANSVERSAL 9



NOTAS

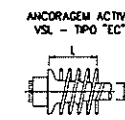
- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - AS COTAS REFEREM-SE AO FUNDO DA VIGA LONGITUDINAL.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) LHEC E 453-2002/PRÉN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CUBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

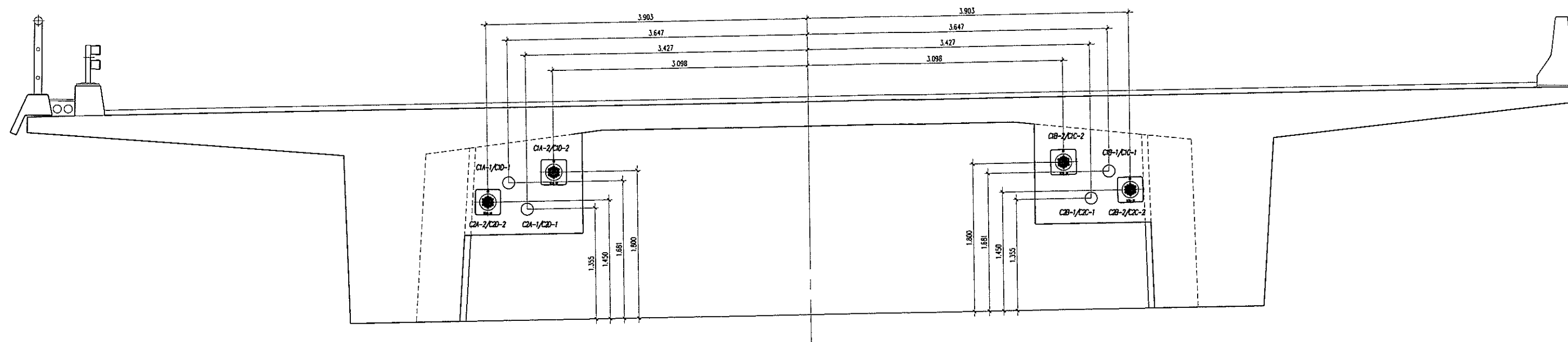
VAR.	ANC.	EC 6-19
A	12	Cond. 0.6"
B	400	
C	300	
D	16	
E	50	
F	6	
G	420	
H	---	



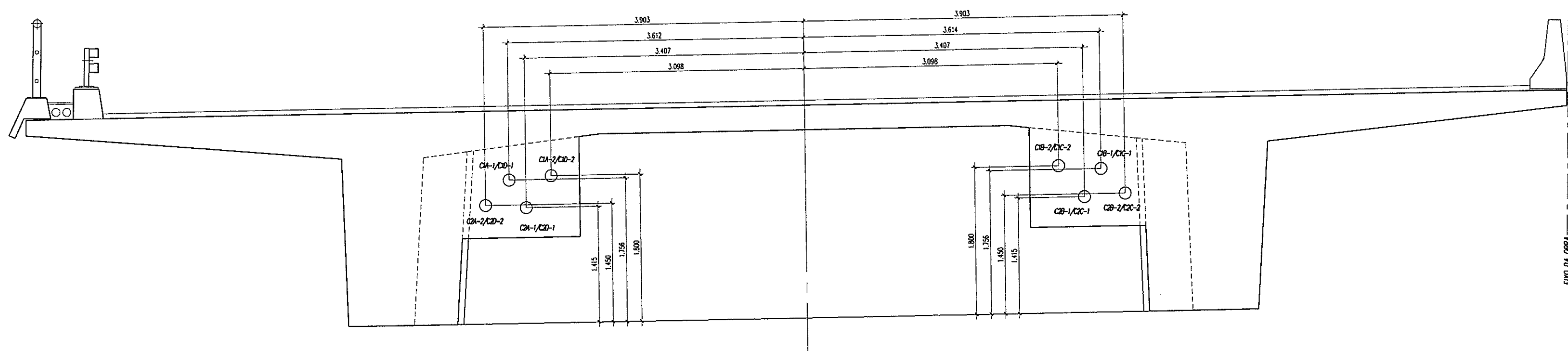
HÉLICES
VISTA POR 7"

VSL VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.		PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL	
DONO DE OBRA BRISA	CLIENTE SOARES DA COSTA	OBRA VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	
EMPREITADA A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA UNICO PORTO/FAIXAÇÃO-SUBMUNDO AGUAS SANTAS/ANA - ALARGAMENTO E BOMBAÇÃO 2x1 VAS			
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS TRAÇADO DOS CABOS CORTES TRANSVERSAIS 7 A 9			
DESENHOU RTO	PROJECTION Vila / CPs	DATA OUTUBRO 2007	ESCALAS 1:50
PROCESSO RP067/07-1	DESENHO 012-00		

CORTE TRANSVERSAL 10



CORTE TRANSVERSAL 11



NOTAS

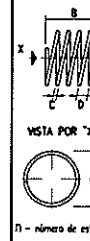
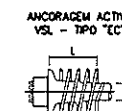
- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.
- 3 - AS COTAS REFEREM-SE AO FUNDO DA VIGA LONGITUDINAL.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) LNEC E 453-2002/PRM 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CÚBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

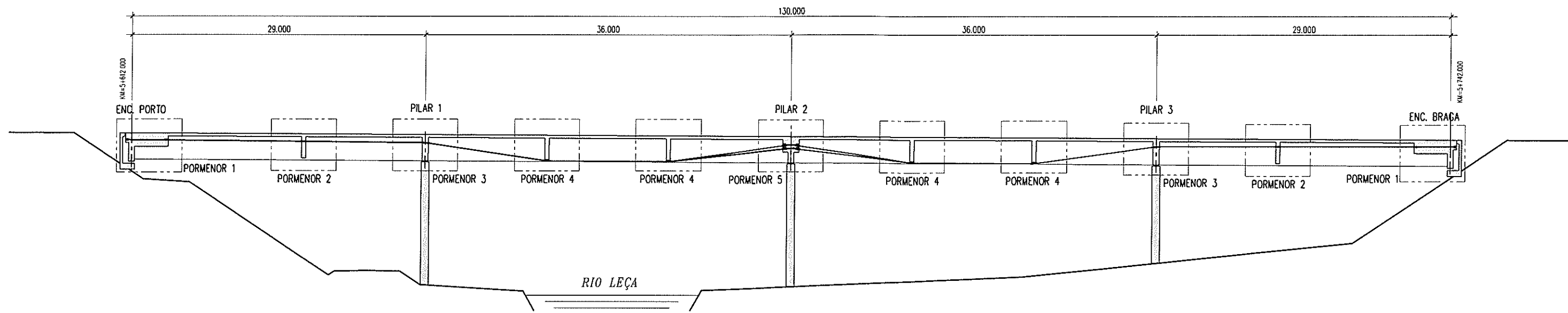
QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC.	EC 6-19
		12 Cond. 0.5"
A		400
B		300
C		16
D		50
n		6
L		420
M		--

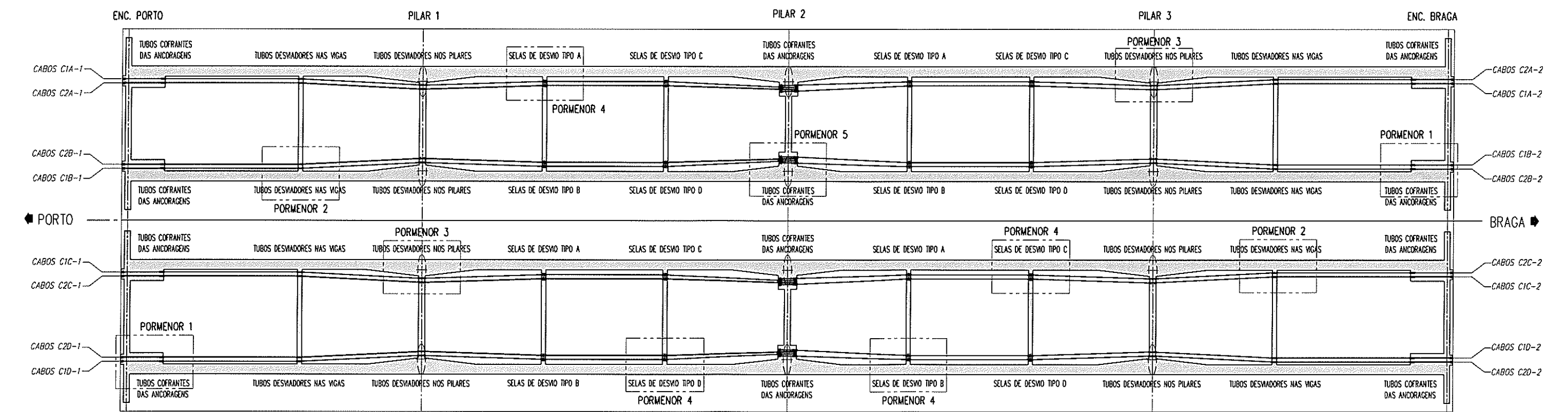


ALTERAÇÃO		DESCRIÇÃO		VERIFICOU	DATA
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> <p>VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.</p> </div> <div> <p>PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL</p> </div> </div>					
DOMO DE OBRA		CLIENTE		CÓPIA	
BRISA		SOARES DA COSTA		VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	
EMPREITADA: A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA UNICO PORTO/PAVILHAO-SUBMUNDO AGUAS SANTAS/AMA - ALARGAMENTO E BOMBECAÇÃO 2x1 MAS					
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS TRAÇADO DOS CABOS CORTES TRANSVERSAIS 10 E 11					
DESENHO	PROJETO	ESCALAS	DESENHO		
RT0	VSL/CP0	1:50	013-00		
DATA	PROCESSO				
OUTUBRO 2007	RP067/07-1				

CORTE LONGITUDINAL



PLANTA



NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(CORRUMAS - RECTO) A 400 NR (PRE-ESFORÇO) UNEC E 453-2002/p/EN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRE-ESFORÇO	23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CUBOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC.	EC 6-19	12 Cor. 8.6"
A	400		
B	300		
C	16		
D	50		
n	5		
L	420		
M	---		

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

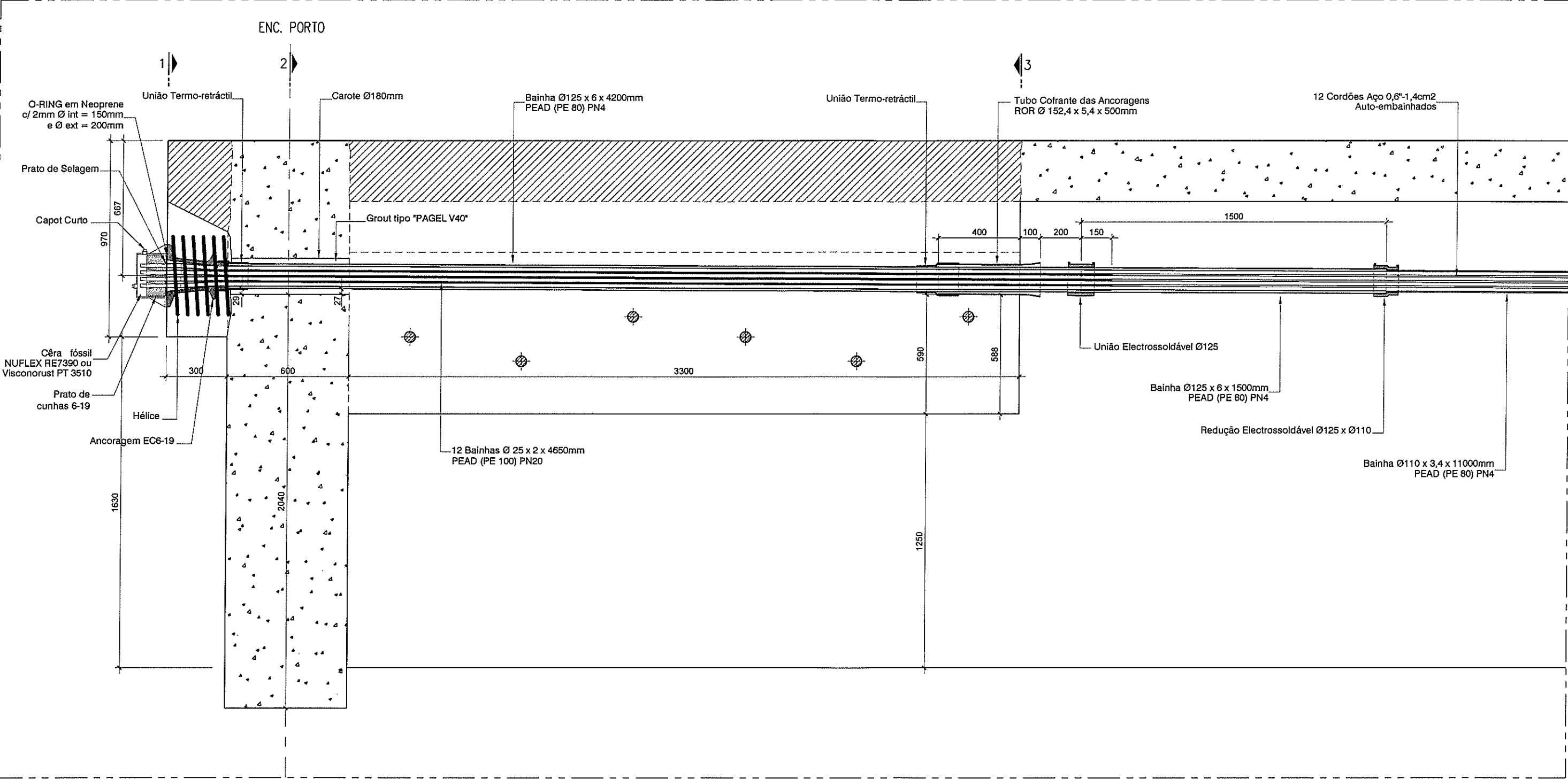
VISTA POR "X"

n - número de espiras

ALTERAÇÃO		DESIGNAÇÃO	VERIFICOU	DATA
VSL		VSL Sistemas Portugal		
Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.				
DOMO DE OBRA	BRISA	CLIENTE	SOARES DA COSTA	
EMPRESA	A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA			
UNICÓ PORTO/FINALIZAÇÃO-SERVIÇO ÁGUAS SÁBIA/ÁGUA - ALARGAMENTO E BOMBEAMENTO 2x1 MAS				
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS				
DESENHO DE MONTAGEM				
APRESENTAÇÃO				
CORTE LONGITUDINAL E PLANTA				
DESENHO	RT0	PROJEÇÃO	Vila / CPo	
DATA	OUTUBRO 2007	ESCALAS	1:250	
PROCESSO	RP067/07-1	DESENHO	018-00	

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

PORMENOR 1
CORTE LONGITUDINAL



Legenda: - Betão existente - Betão a demolir - Betão novo

NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

MATERIAIS

BETÃO C30/37

ARMADURAS (PRE-ESFORÇO)
A 400 NR
UNECE 453-2002/PrEN 10138-3
SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO
23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)
28.4 MPa (PROV. CÔRCOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC.	EC 6-19	12 Cord. 0,6"
A	400		
B	300		
C	16		
D	50		
E	6		
L	420		
M	---		

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

VISTA POR "X"

n = número de estrias

VSL Sistemas Portugal
Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.

BRISA

SOARES DA COSTA

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS

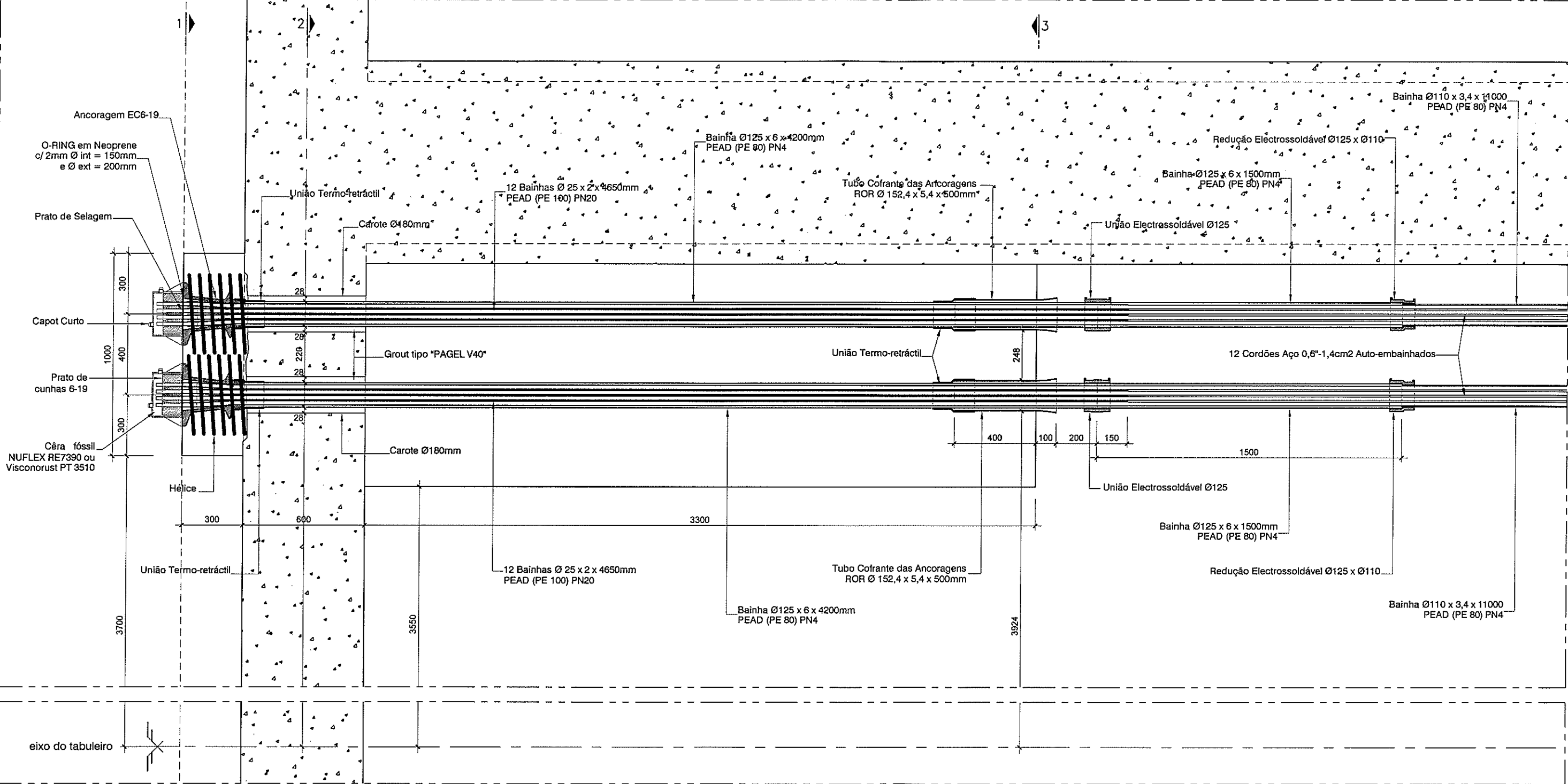
DESENHO DE MONTAGEM
PORMENOR 1
CORTE LONGITUDINAL

DATA: OUTUBRO 2007

PROCESSO: RP067/07-1

019-00

PORMENOR 1
PLANTA



Legenda: - Betão existente - Betão a demolir - Betão novo

NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

MATERIAIS

BETÃO C30/37

ARMADURAS (ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR

(PRÉ-ESFORÇO) UNEC E 453-2002/p/EN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO

23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)
28.1 MPa (PROV. CILÍNDRICOS 15cm ÁRESTA - EN 206-1)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC.	EC 6-19	12 Cord. 0.6"
A	400		
B	300		
C	16		
D	50		
E	5		
L	420		
M	---		

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

VISTA POR "A"

PI - número de espiras

VSL Sistemas Portugal
Pré-Esfôrço, Equipamento e Montagem, S.A.

PROJETO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL

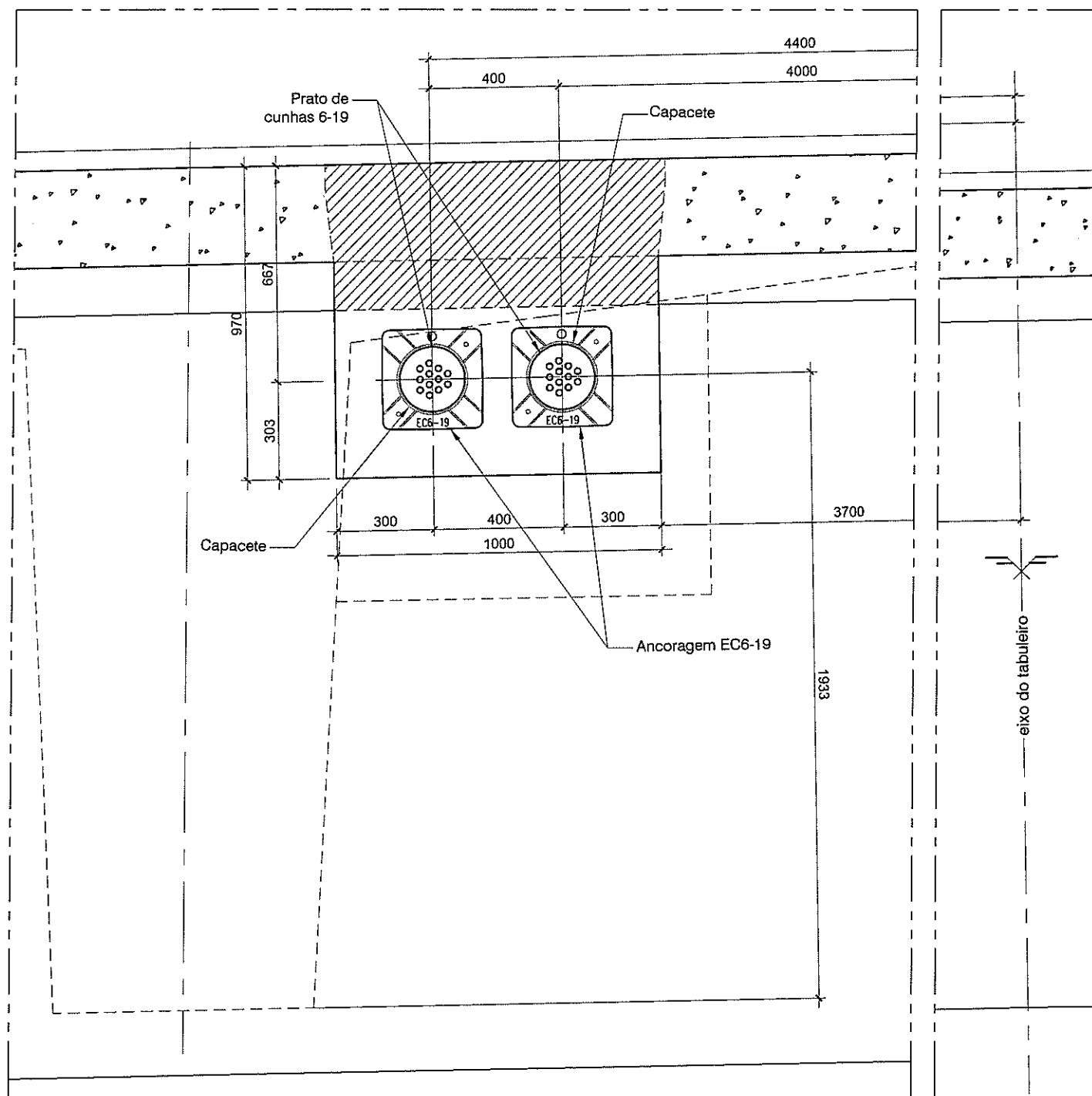
VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

DESENHO DE MONTAGEM
PORMENOR 1
PLANTA

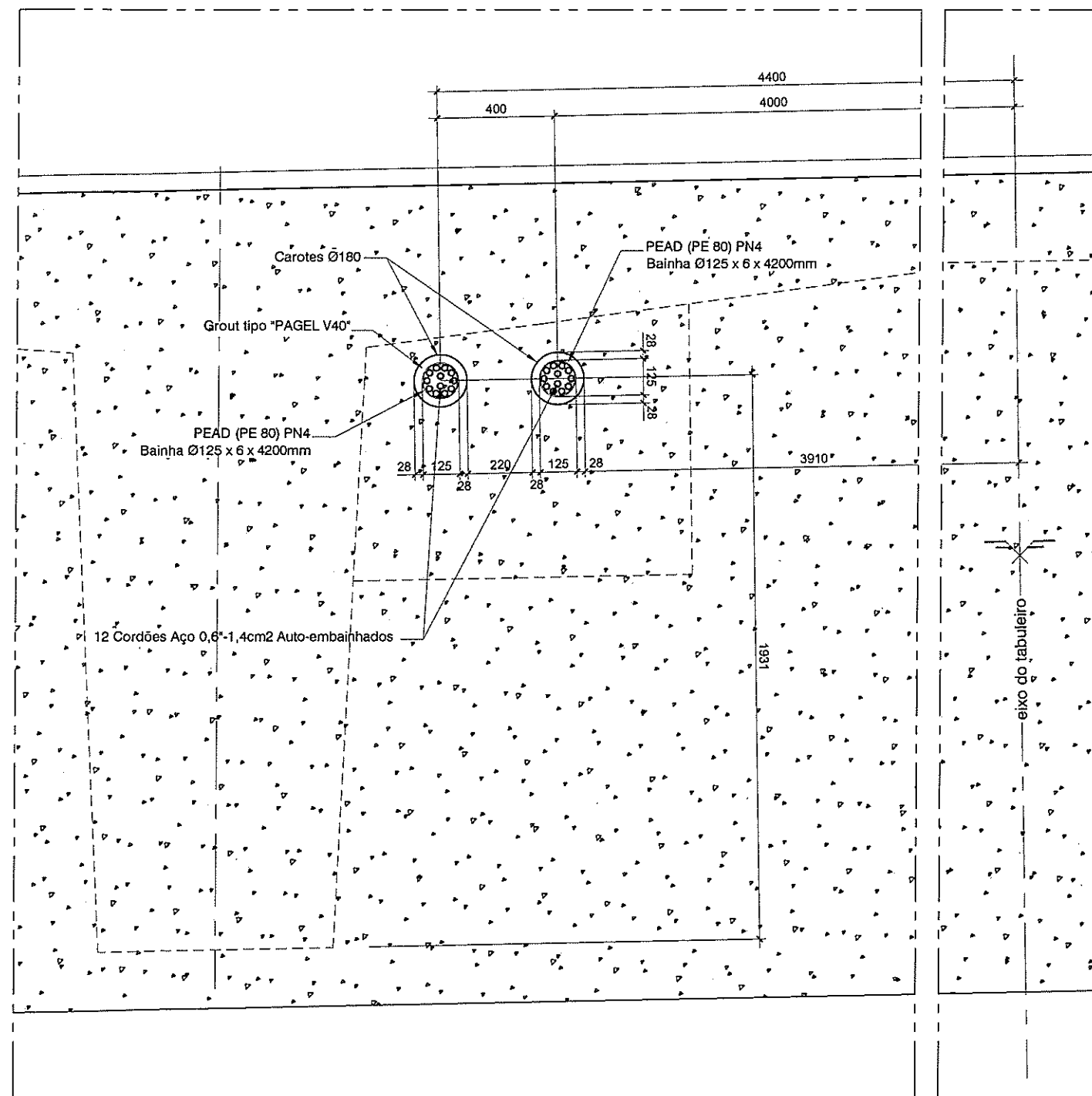
PROCESSO RP067/07-1

020-00

PORMENOR 1 CORTE TRANSVERSAL 1



CORTE TRANSVERSAL 2



Legenda: - Betão existente - Betão a demolir - Betão novo

NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRE-ESFORÇO) UNECE 453-2002/PrEN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRE-ESFORÇO	23,0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28,4 MPa (PROV. CÔRREGOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

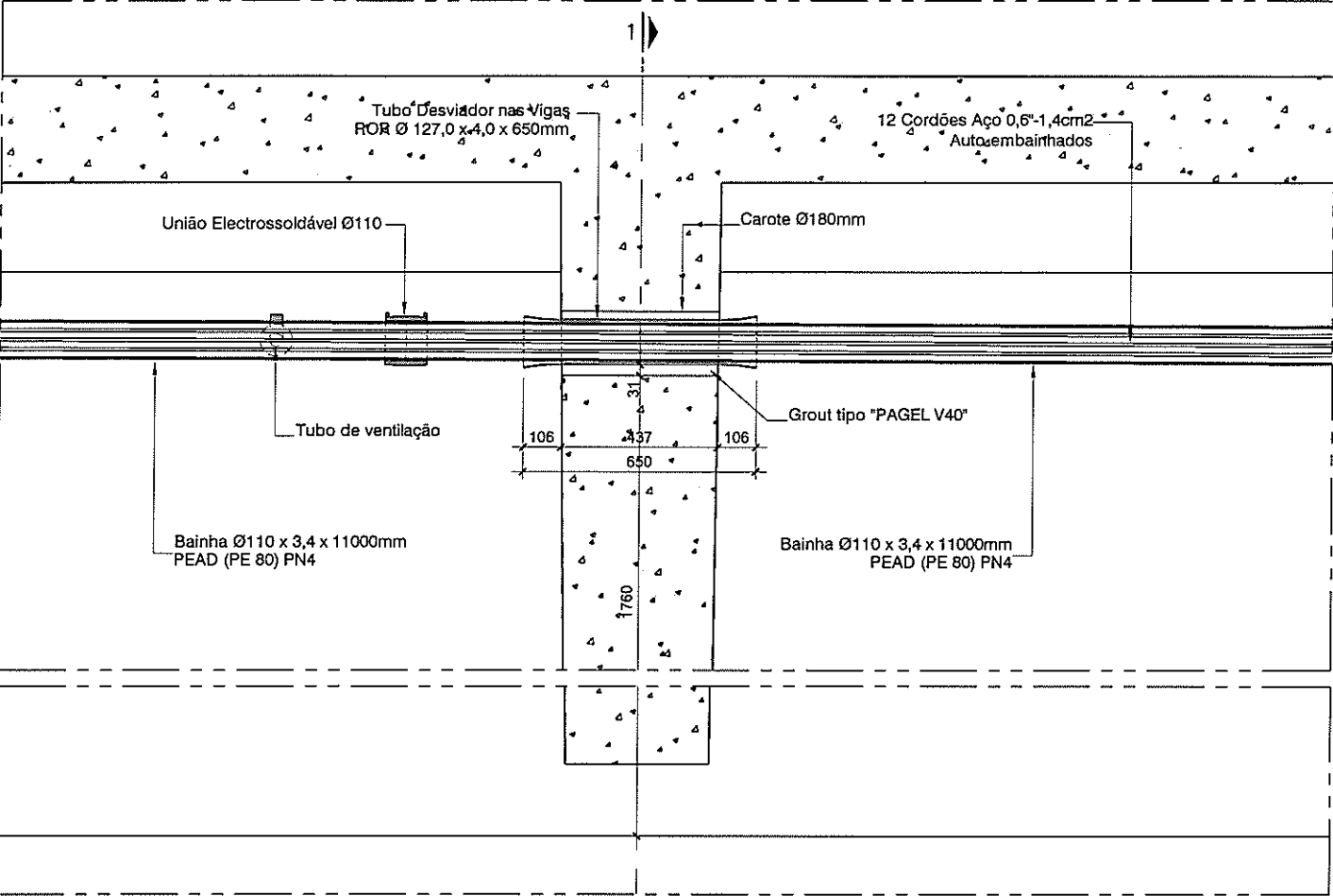
QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC. EC 6-19 12 Cor. Ø16"	HÉLICES
A	400	
B	300	
C	16	
D	50	
n	6	
L	420	
M	--	

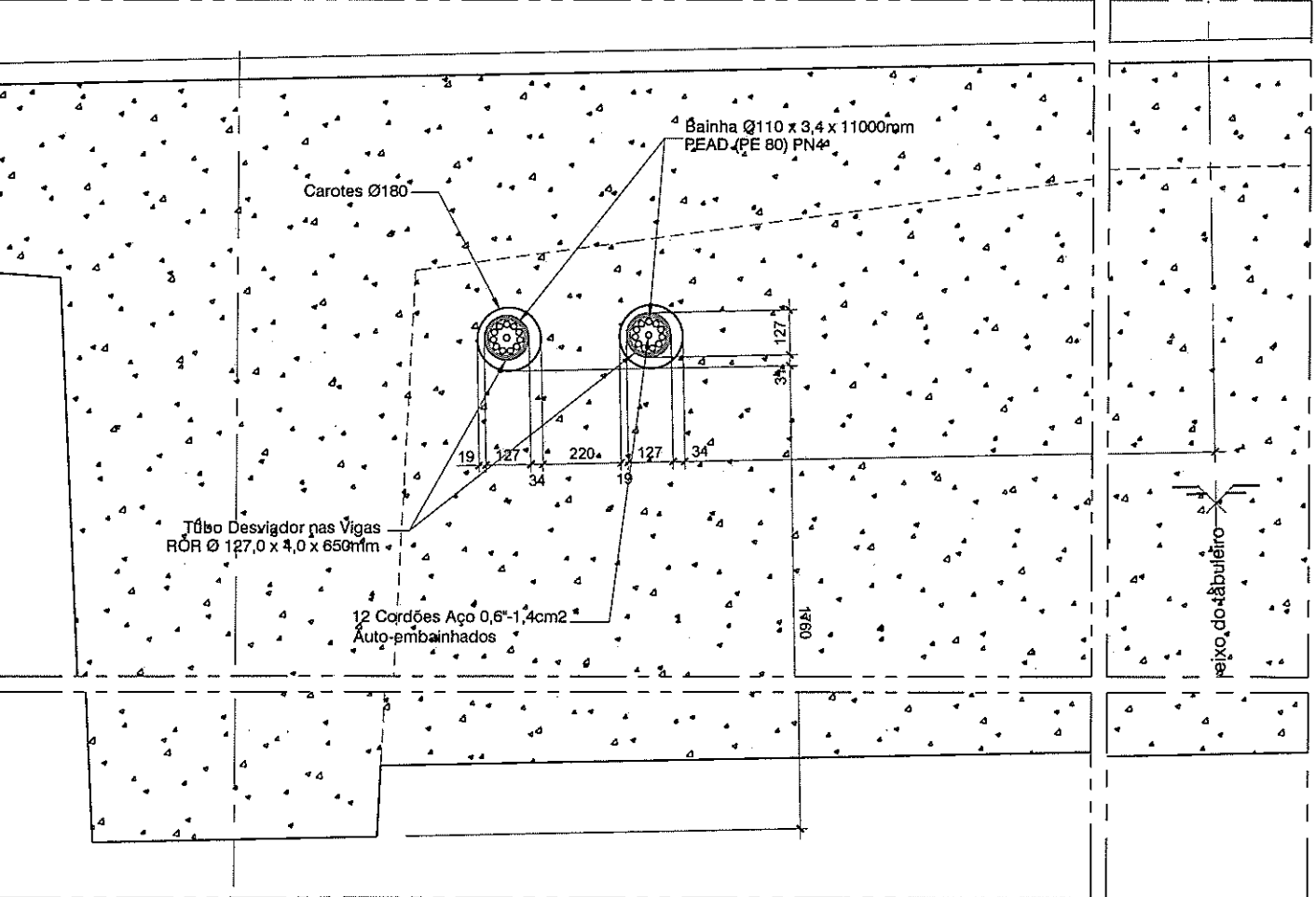
 VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.		PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL
DONO DE OBRA BRISA	CLIENTE SOARES DA COSTA	OBRA VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA
IMPRENSA UNIC. PORTO/FAVIAÇÃO-SUBLINO AGUAS SAIUS/MA - ALARGAMENTO E BOMBEIÇÃO 2x1 MAS		
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS DESENHO DE MONTAGEM PORMENOR 1 CORTES TRANSVERSAIS 1 E 2		
DATA OUTUBRO 2007	ESCALA 1:20	DESENHO 021-00

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

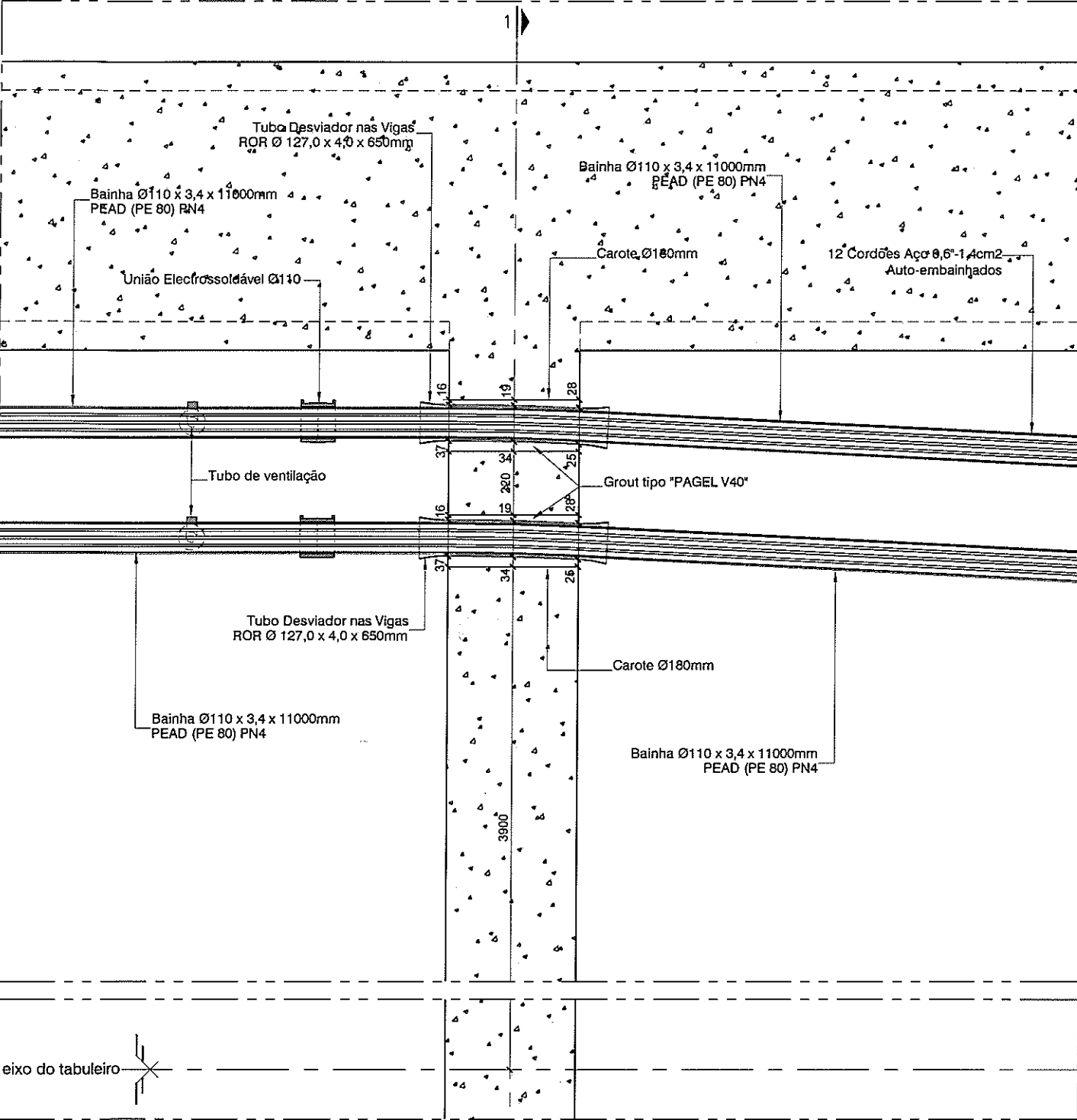
PORMENOR 2 - CORTE LONGITUDINAL



PORMENOR 2 - CORTE TRANSVERSAL 1



PORMENOR 2 - PLANTA



- NOTAS
- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA.
 - 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

Legenda: - Betão existente - Betão a demolir - Betão novo

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) LHCC E 453-2002/PRM 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	23,0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28,4 MPa (PROV. CUBOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC.	EC 6-19	12 Cord. 0,6"
A		400	
B		300	
C		16	
D		50	
n		6	
L		420	
M		---	

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

VISTA POR "X"

n - número de espiras

ALTERAÇÃO	DESIGNAÇÃO	VERIFICADO	DATA

VSL
Sistemas Portugal
Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.

DOMO DE OBRA: BRISA
CLIENTE: SOARES DA COSTA
EMPRESA: A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA
UNICO PORTO/PANALCO-SUBMUNDO AGUAS SANTAS/ANA - ALARGAMENTO E BENEFICIAÇÃO 2^{da} VAS

PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

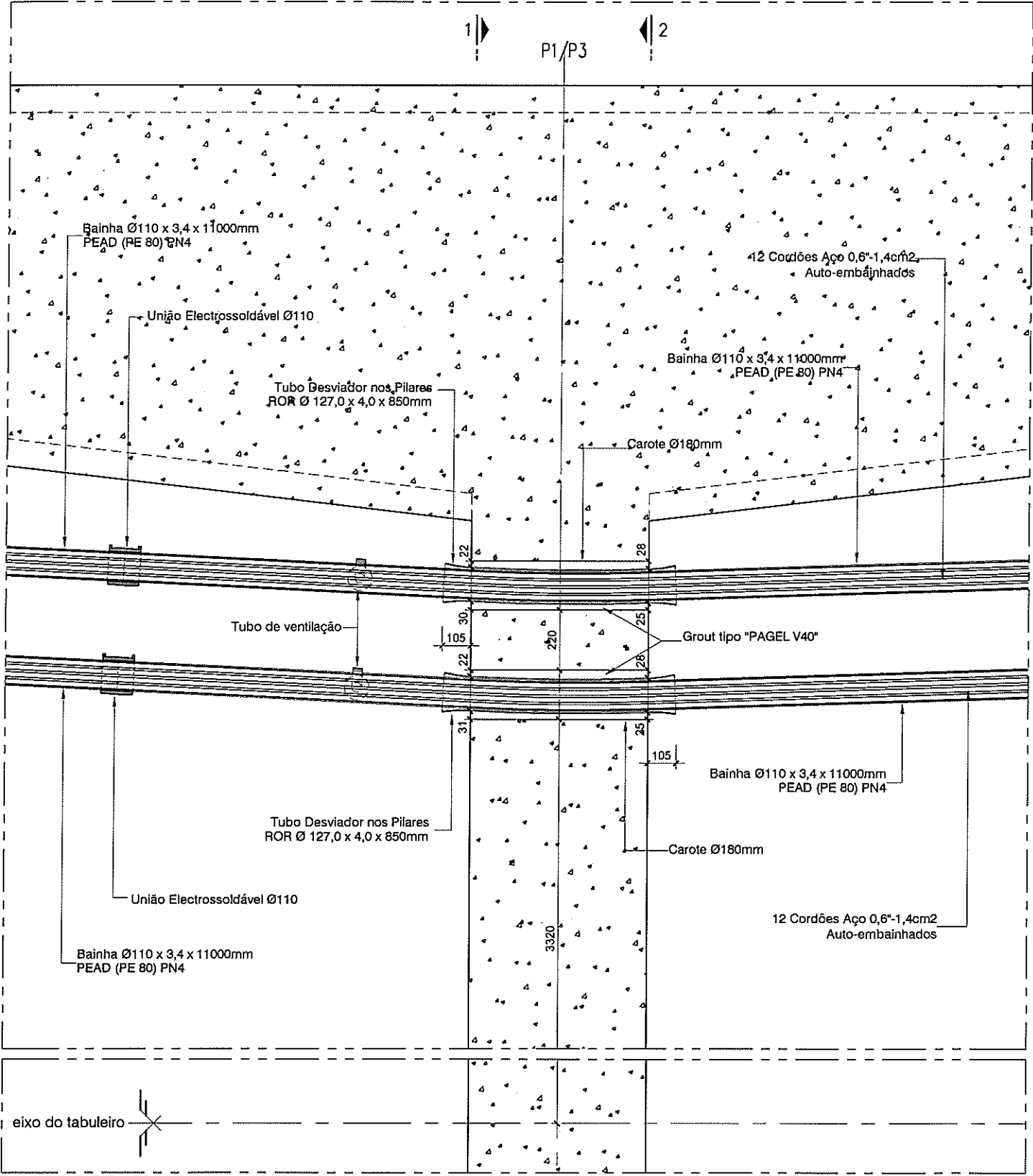
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS

DESENHO DE MONTAGEM
PORMENOR 2
CORTES LONGITUDINAL, TRANSVERSAL E PLANTA

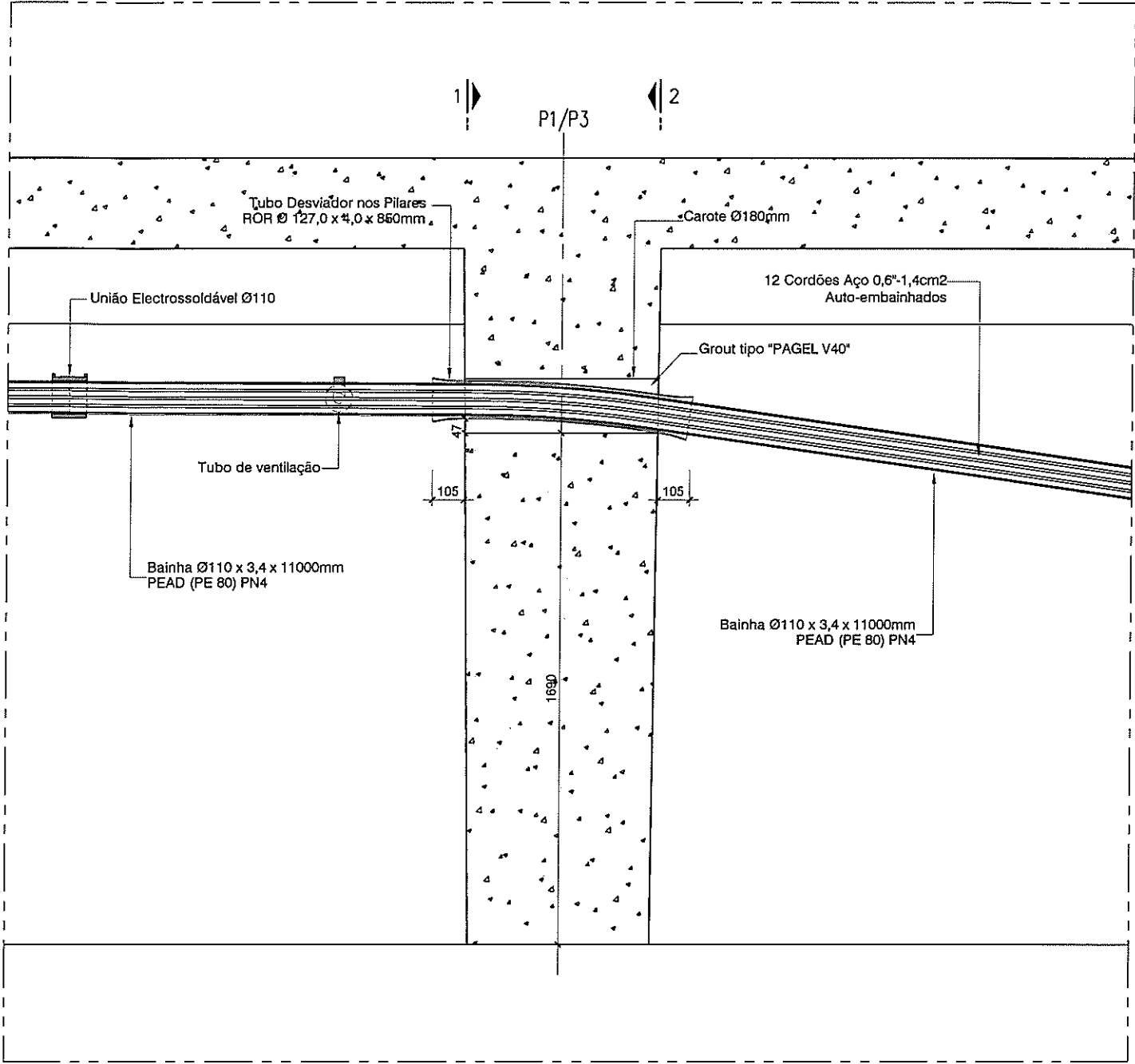
DESENHO: Rto
DATA: OUTUBRO 2007
PROCESSO: RP067/07-1

PROJECÇÃO: VMS/Cp
ESCALAS: 1:20
DESENHO: 023-00

PORMENOR 3 - PLANTA



PORMENOR 3 - CORTE LONGITUDINAL



Legenda: - Betão existente - Betão a demolir - Betão novo

NOTA:
PARA A IMPLANTAÇÃO DO TUBO DESVIADOR DOS PILARES EM OBRA DEVERÁ SER EFECTUADA UMA ROTAÇÃO DO MESMO COM O EIXO VERTICAL. PARA TAL DEVERÁ SER CONSULTADO O DESENHO DE FABRICO, NO QUAL É INDICADO O ÂNGULO PARA A SUA ROTAÇÃO.

NOTAS
1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

MATERIAIS	
BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORÇAMENTAL - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) UNECE 453-2002/PR/EN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23,0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)	
28,4 MPa (PROV. CILÍNDROS 15cm ARESTA - EN 206-1)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS	
VAR.	EC 6-19 12 Cord. Ø16"
A	400
B	300
C	16
D	50
n	6
L	420
M	--

ANCORAGEM ACTIVA
VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

VISTA POR "Z"

n - número de estirões

VSL
Sistemas Portugal
Pré-Esforço, Equipamento e Montagens, S.A.

PROJETO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL

DOMO DE OBRA: BRISA

CLIENTE: SOARES DA COSTA

OPERAÇÃO: A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA

UNIDADE PORTO/FABRIL/ALVARO-SUBMUNICÍPIO AGUAS SANTAS/VALENÇA - ALARGAMENTO E BOMBADEIRA 2H MAS

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

PRE-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS

DESENHO DE MONTAGEM PORMENOR 3

CORTE LONGITUDINAL E PLANTA

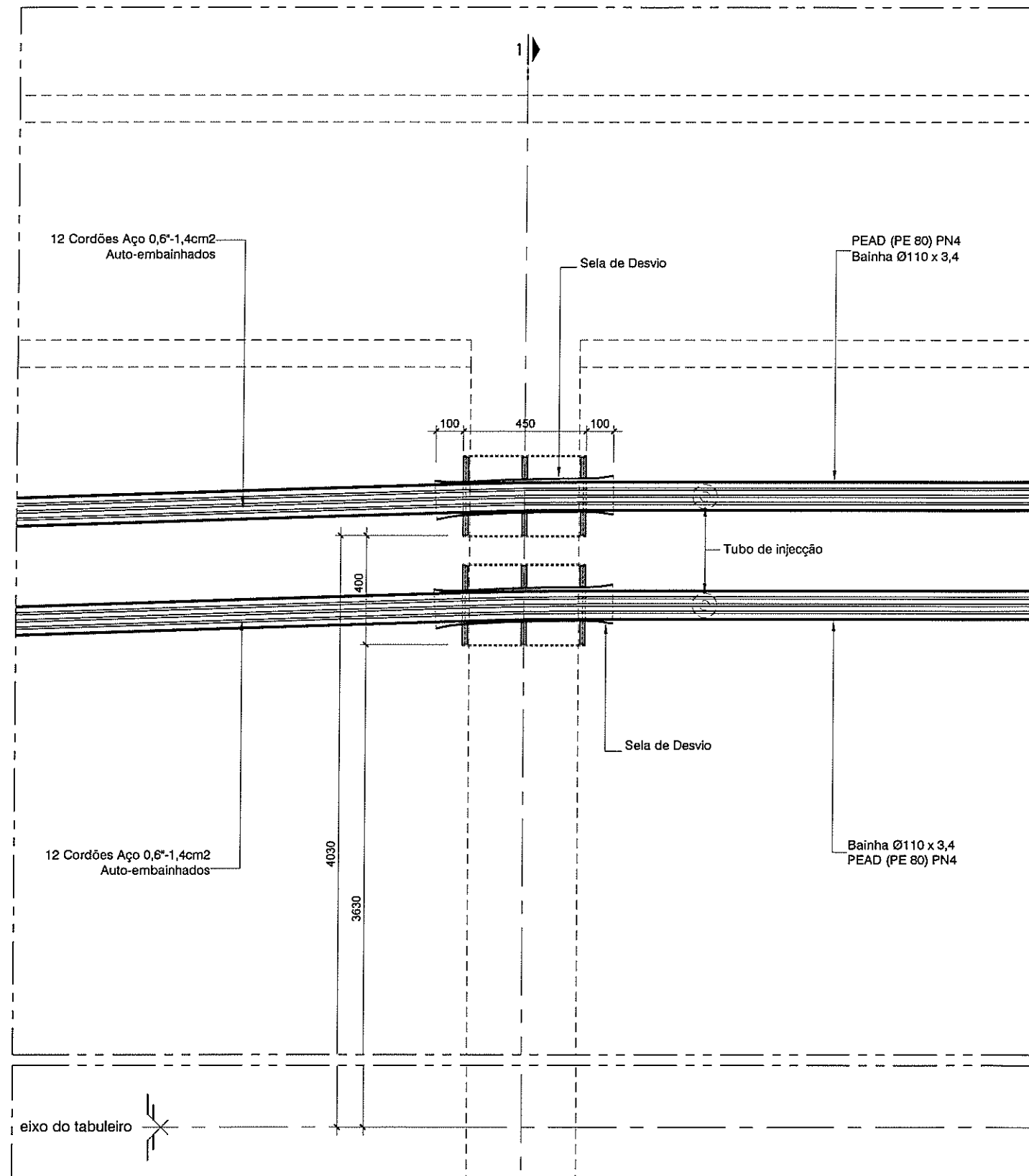
DATA: OUTUBRO 2007

PROCESSO: RP067/07-1

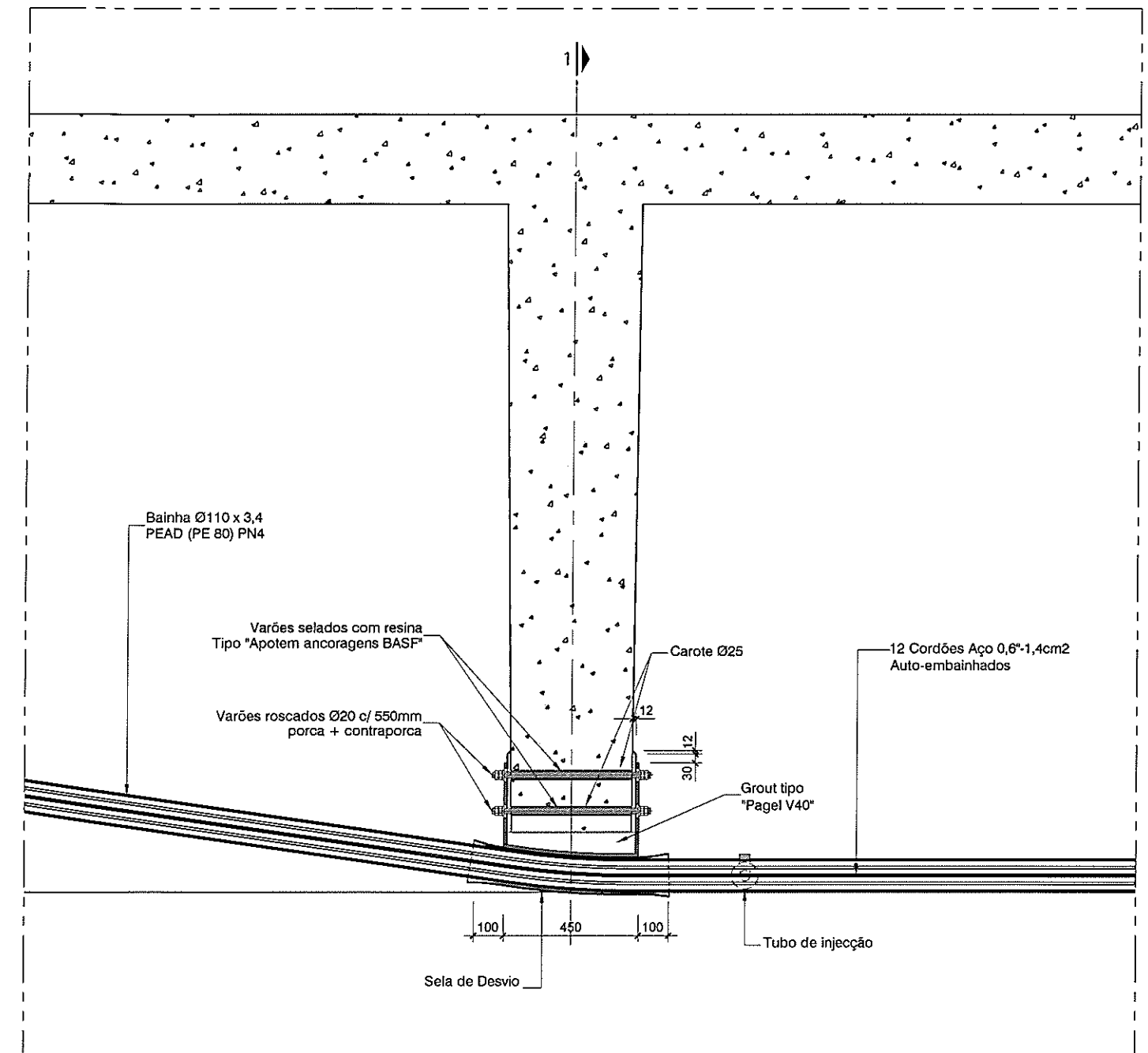
ESCALAS: 1:20

024-00

PORMENOR 4 - PLANTA



PORMENOR 4 - CORTE LONGITUDINAL



Legenda: - Betão existente - Betão a demolir - Betão novo

NOTAS

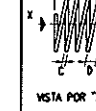
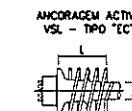
- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
- 2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) UNECE 453-2002/PREN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	23,0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28,4 MPa (PROV. CÚBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

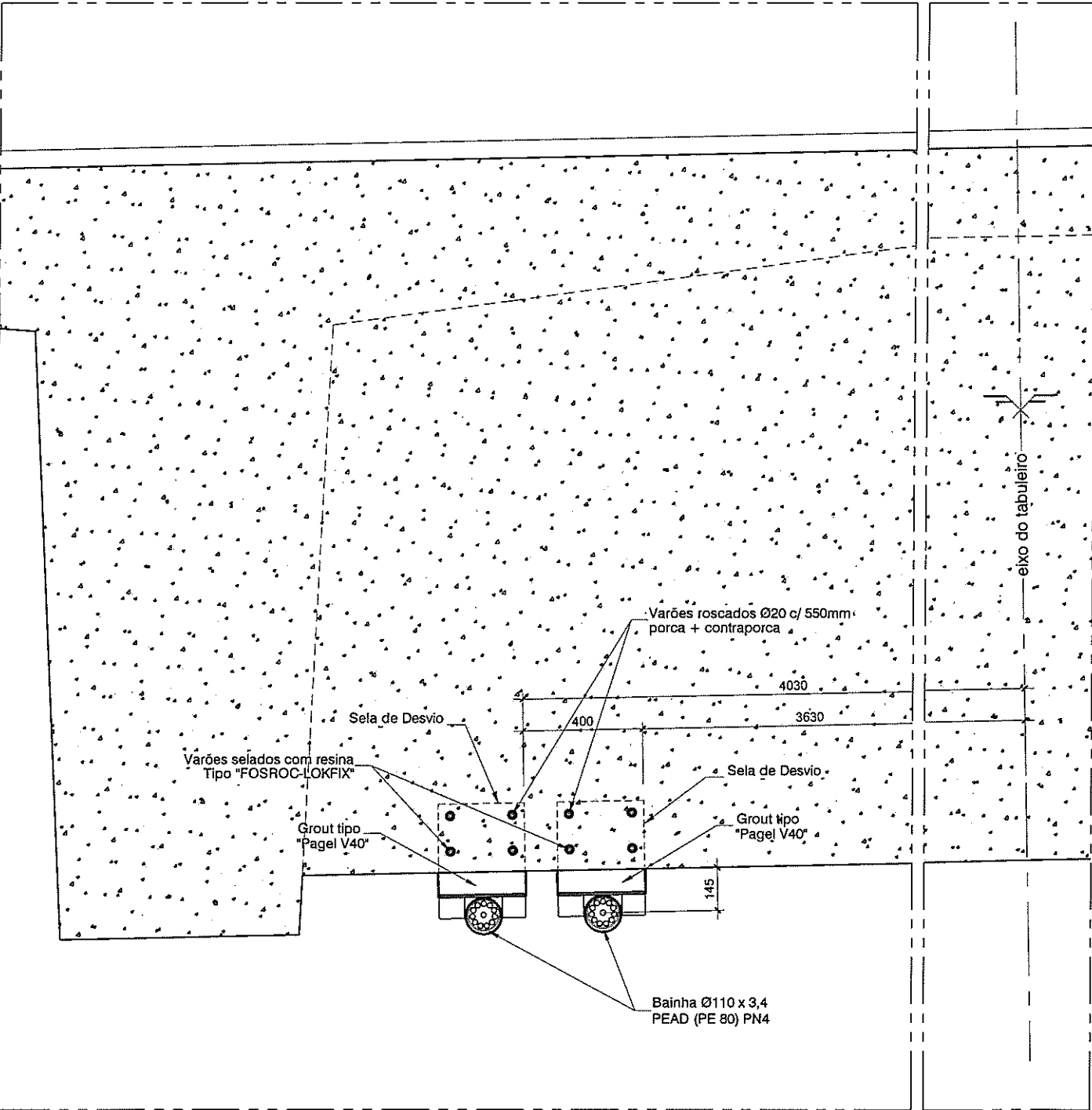
QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAL.	ANC.	EC 6-19
A	12	12 Cord. 0,6"
B	400	
C	300	
D	16	
E	50	
F	5	
G	420	
H	---	



ALTERAÇÃO		DESIGNAÇÃO		VERIFICAR	DATA
VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.					
DOMO DE OBRA		CLIENTE		CÓPIA	
BRISA		SOARES DA COSTA		VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	
EMPREITEIRA: A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA UNICO PORTO/VALENÇA-SUBLIMADO AGUAS SANTAS/ANA - ALARGAMENTO E BOMBAÇÃO 24 VAS					
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS					
DESENHO DE MONTAGEM					
PORMENOR 4					
CORTE LONGITUDINAL E PLANTA					
PROJETO	DATA	PROJETO	DATA	PROJETO	DATA
RP067/07-1	OUTUBRO 2007	RP067/07-1	OUTUBRO 2007	RP067/07-1	OUTUBRO 2007
Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.				026-00	

PORMENOR 4
CORTE TRANSVERSAL 1



Legenda: - Betão existente - Betão a demolir - Betão novo

NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA

2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) UNECE 453-2002/PR/EN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CUBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)	

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC.	EC 6-19
A	12	Conc. 0.6"
B	400	
C	300	
D	16	
E	50	
F	6	
G	420	
H	--	

ANCORAGEM ACTIVA
VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

VISTA POR "Y"

n - Número de espiras

ALTERAÇÃO

REVISÃO

VERIFICOU

DATA

VSL

VSL Sistemas Portugal

Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.

PROJETO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL

DOMO DE CORA

BRISA

CLIENTE

SOARES DA COSTA

EMPRESA

AS - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS

DESENHO DE MONTAGEM

PORMENOR 4

CORTE TRANSVERSAL 1

DESENHO

RTD

PROJETO

VSL / CP

DATA

OUTUBRO 2007

ESCALAS

1:20

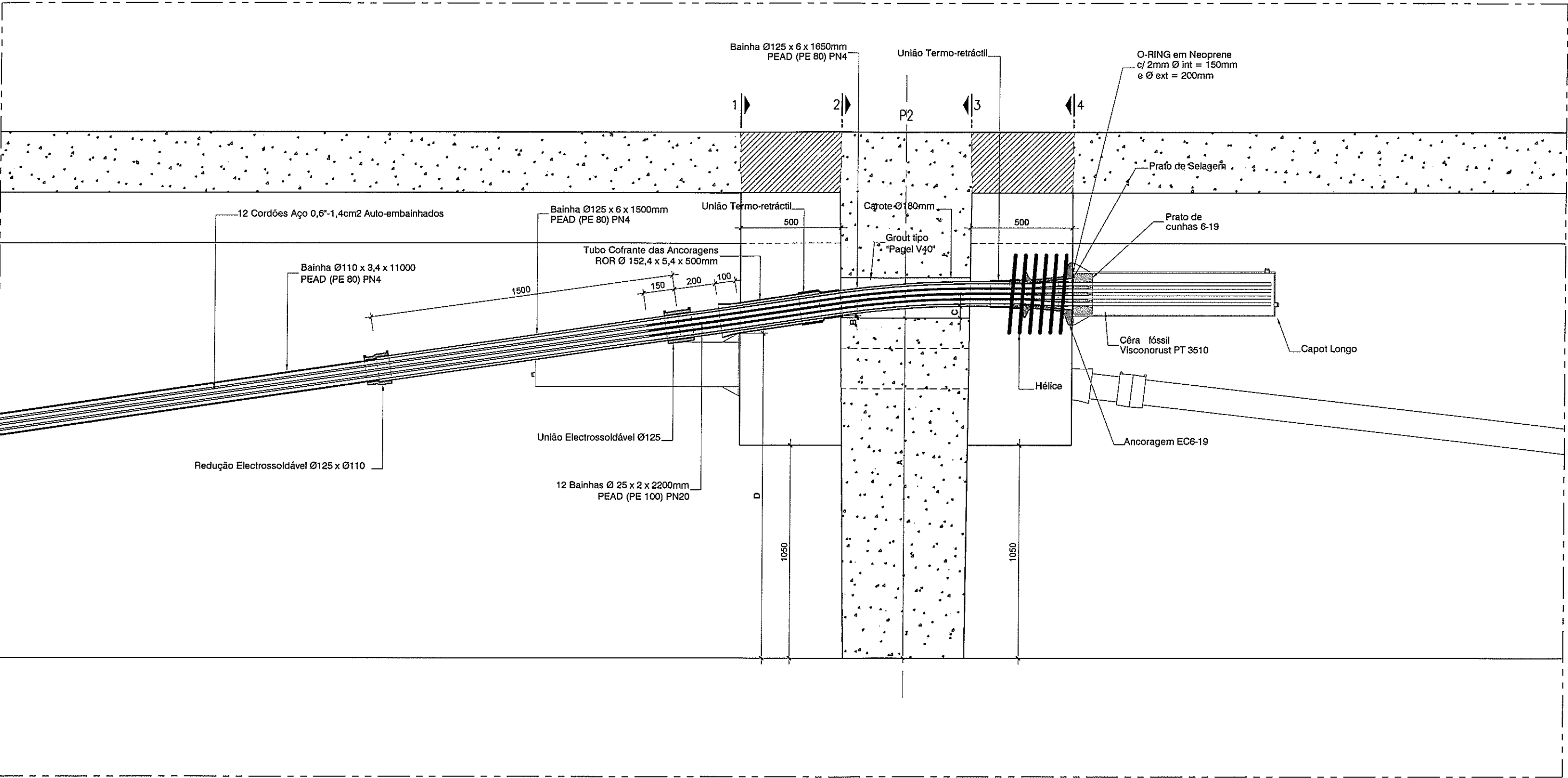
PROCESSO

RP067/07-1

DESENHO

027-00

PORMENOR 5
CORTE LONGITUDINAL



Legenda: - Betão existente - Betão a demolir - Betão novo

QUADRO DE VARIÁVEIS

CABOS	A	B	C	D
C1A-1 e C1D-1 / C1B-1 e C1C-1	1690	0	48	1604
C2A-1 e C2D-1 / C2B-1 e C2C-1	1340	10	48	1278
C1A-2 e C1D-2 / C1B-2 e C1C-2	1690	48	0	1604
C2A-2 e C2D-2 / C2B-2 e C2C-2	1340	48	10	1278

NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENARIAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) UNECE 453-2002/PrEN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	23,0 MPa (PROJETOS CILINDRICOS) 28,4 MPa (PROV. CUBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC.	EC 6-19	12 Cor. 0,5"
A	400		
B	300		
C	16		
D	50		
n	5		
L	420		
M	--		

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

VISTA POR "X"

FI - número de espiras

ALTERAÇÃO	DESIGNAÇÃO	VERIFICOU	DATA

VSL Sistemas Portugal
Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.

PROJETO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL

DOMO DE OBRA: BRISA

CLIENTE: SOARES DA COSTA

EMPRESA: A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA

UNICO PORTO/FAMALICÃO-SUBAÚDO AGUAS SANTAS/MAIA - ALARGAMENTO E BOMTECAGEM 2x4 MAS

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS

DESENHO DE MONTAGEM

PORMENOR 5

CORTE LONGITUDINAL

DATA: OUTUBRO 2007

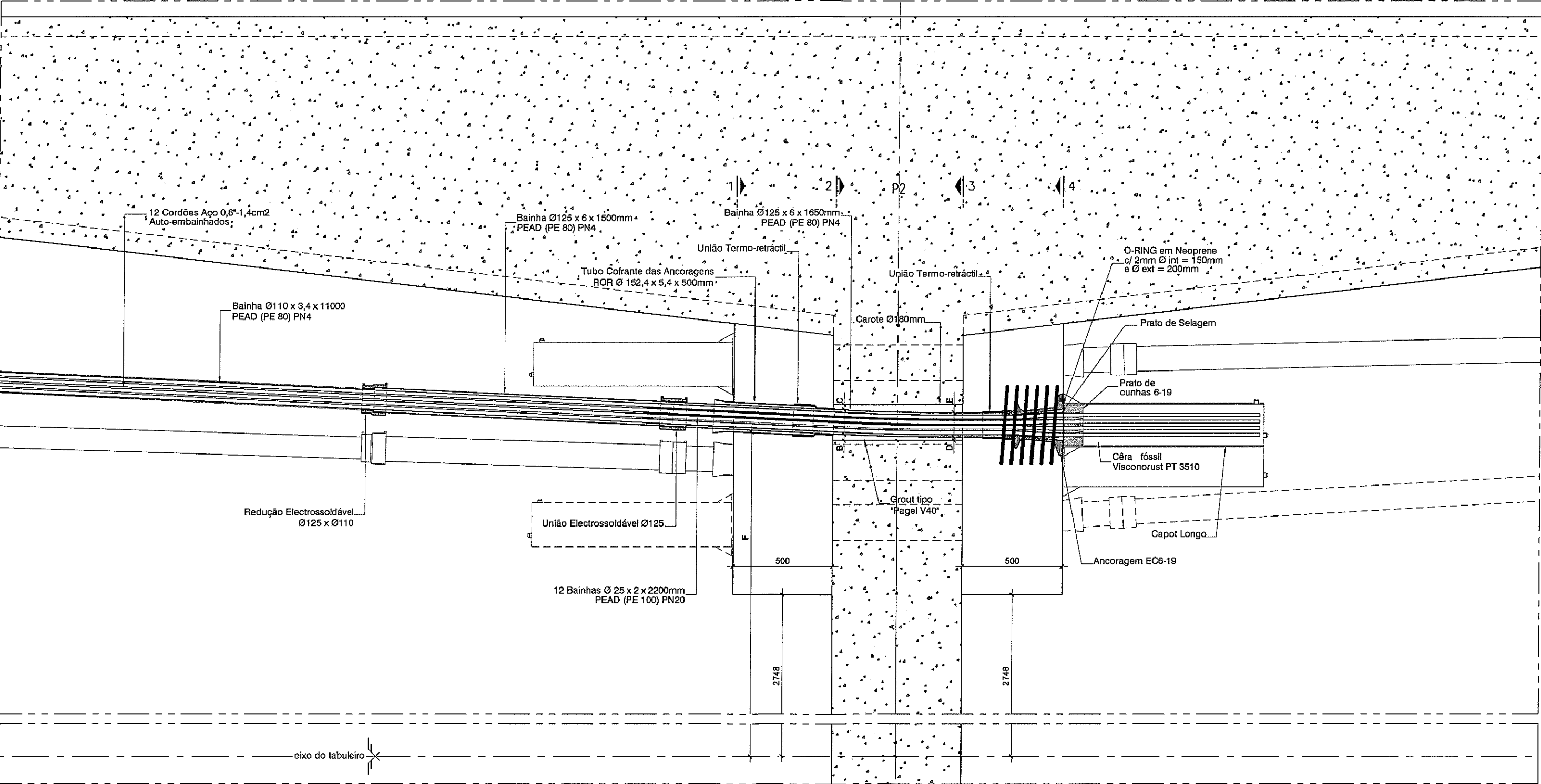
PROJECÇÃO: VLM / CPe

ESCALAS: 1:20

PROCESSO: RP067/07-1

DESENHO: 028-00

PORMENOR 5
PLANTA



Legenda: - Betão existente - Betão a demolir - Betão novo

QUADRO DE VARIÁVEIS						
CABOS	A	B	C	D	E	F
C1A-1 e C1D-1 / C1B-1 e C1C-1	3520	30	26	15	40	3561
C2A-1 e C2D-1 / C2B-1 e C2C-1	3320	25	30	15	40	3348
C1A-2 e C1D-2 / C1B-2 e C1C-2	3020	15	40	34	21	3068
C2A-2 e C2D-2 / C2B-2 e C2C-2	3820	21	35	28	27	3845

NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA

2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

MATERIAIS	
BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRE-ESFORÇO) UNECE 453-2002/prEN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1,4 cm ² RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRE-ESFORÇO 23,0 MPa (PROJETOS CILÍNDRICOS) 28,4 MPa (PROV. CÚBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS	
VAR.	EC 6-19 12 Concl. 0,6"
A	400
B	300
C	16
D	50
n	6
L	420
M	--

ANCORAGEM ACTIVA
VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

VISTA POR "X"

Ø = número de espiras

VSL

VSL Sistemas Portugal

Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.

PROJETO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL

EMPRESA: BRISA

CLIENTE: SOARES DA COSTA

EMPRESA: A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA

UNID. PORTO/FINALIZAÇÃO-SUBMUNIC. AQUAS SANEAMENTO - ALARGAMENTO E BOTAFOCO 24 MAS

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS

DESENHO DE MONTAGEM

PORMENOR 5

PLANTA

DESENHO: RTO

PROJEÇÃO: VSL/CPs

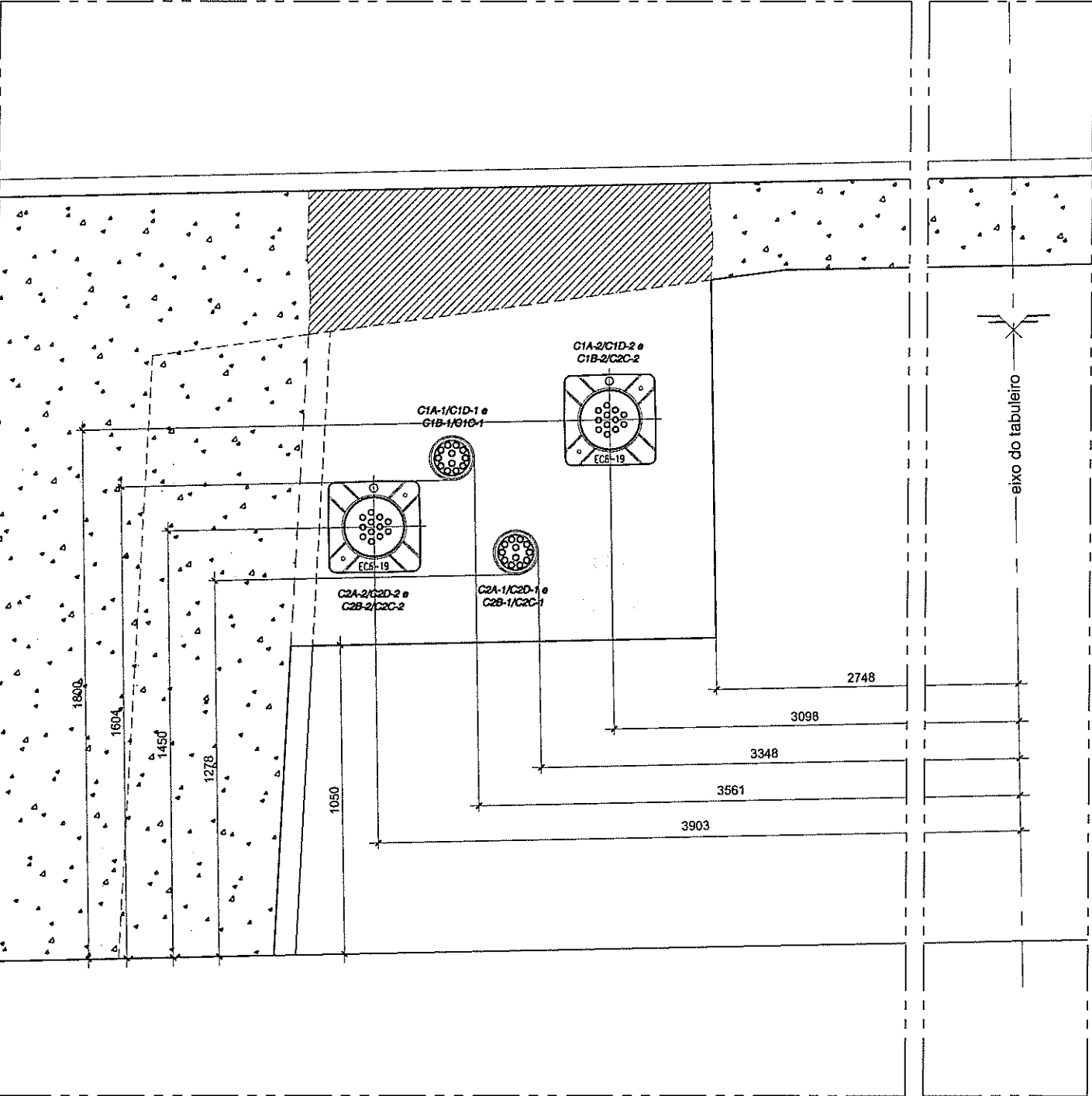
DATA: OUTUBRO 2007

ESCALA: 1:20

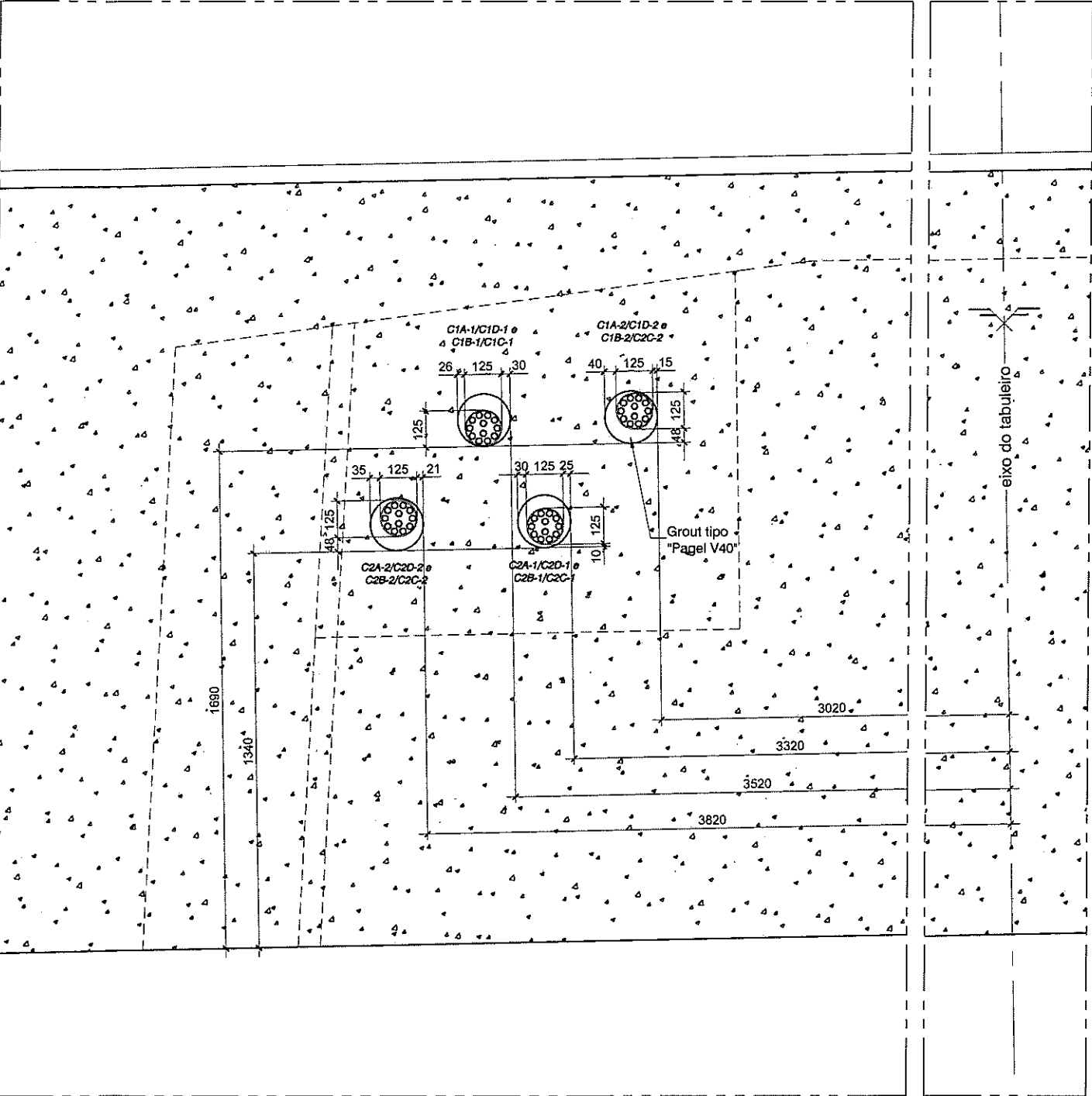
PROCESSO: RP067/07-1

DESENHO: 029-00

PORMENOR 5
CORTE TRANSVERSAL 1



CORTE TRANSVERSAL 2



Legenda: - Betão existente - Betão a demolir - Betão novo

NOTAS

1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA
2 - TODAS AS DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS COM A ESTRUTURA EXISTENTE.

MATERIAIS

BETÃO C30/37

ARMADURAS (PRE-EFÓRÇO) A 400 NR
LHEC E 453-2002/pEN 10138-3
SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm²

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-EFÓRÇO
23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)
28.4 MPa (PROV. CÚBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

QUADRO DE HÉLICES/BAINHAS

VAR.	ANC.	EC 6-19
A	12	Corr. 0.8"
B	400	
C	300	
D	16	
E	50	
F	6	
L	420	
M	--	

ANCORAGEM ACTIVA VSL - TIPO "EC"

HÉLICES

VISTA POR "X"

n = número de espiras

VSL
VSL Sistemas Portugal
Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.

PROJETO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-EFÓRÇO SISTEMA VSL

CLIENTE: SOARES DA COSTA

DESENHO: RTO

DATA: OUTUBRO 2007

PROCESSO: RP067/07-1

VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

PROJETO: VSL/CPB

ESCALAS: 1:20

DESENHO: 030-00

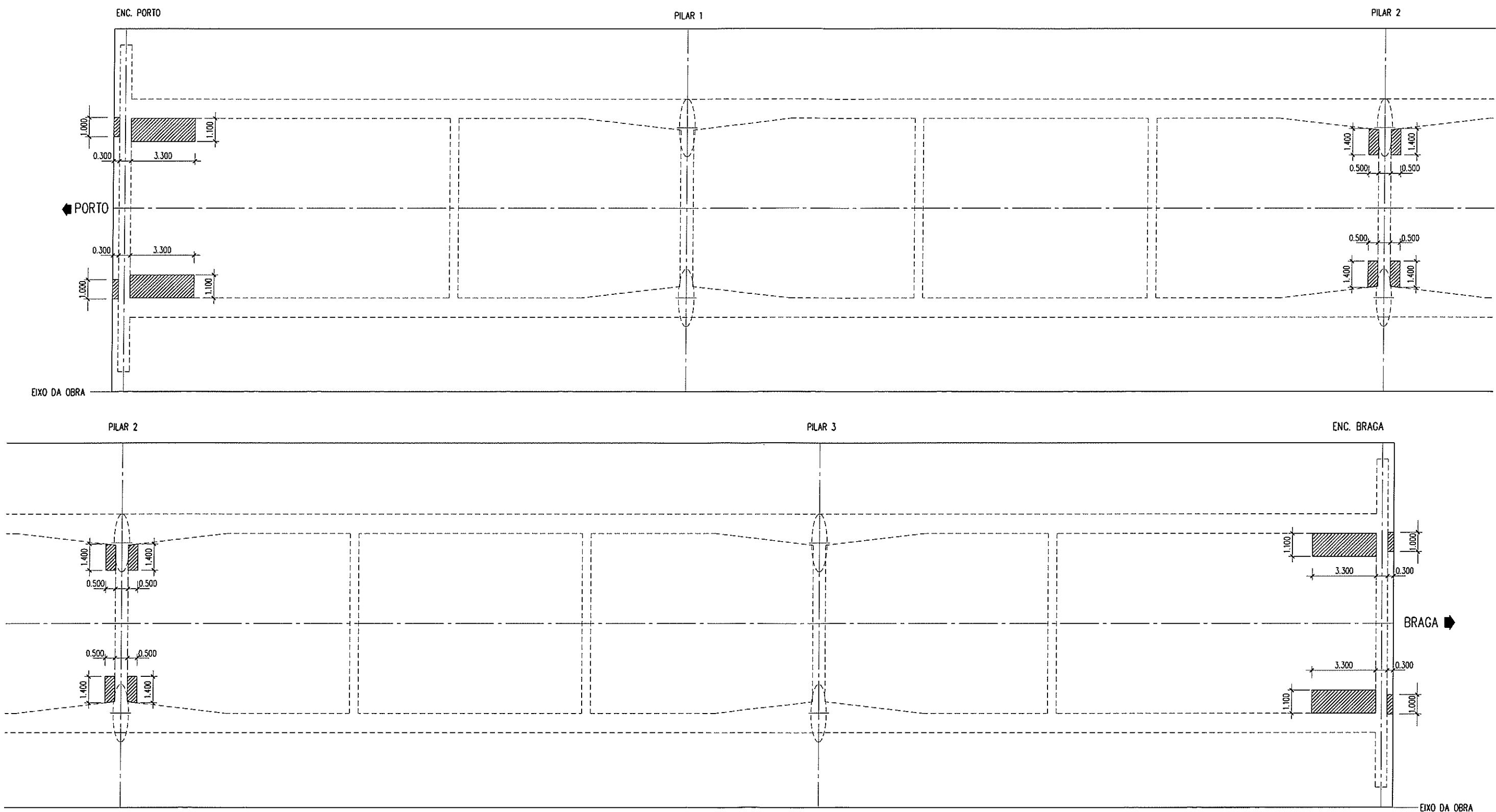
PRÉ-EFÓRÇO EXTERIOR - CABOS

DESENHO DE MONTAGEM PORMENOR 5

CORTES TRANSVERSAIS 1 E 2

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

PLANTA DE DEMOLIÇÕES



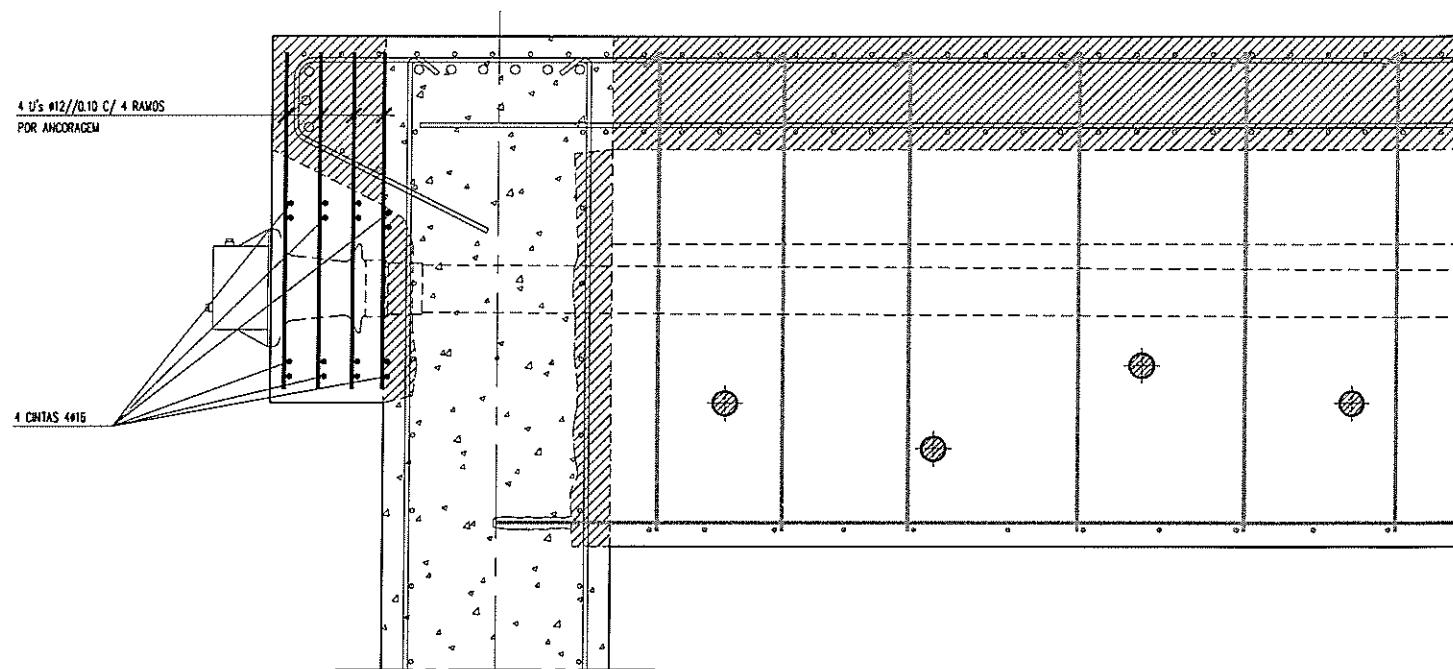
Legenda:
- Demolição

ALTERAÇÃO	DESIGNAÇÃO	VERIFICOU	DATA

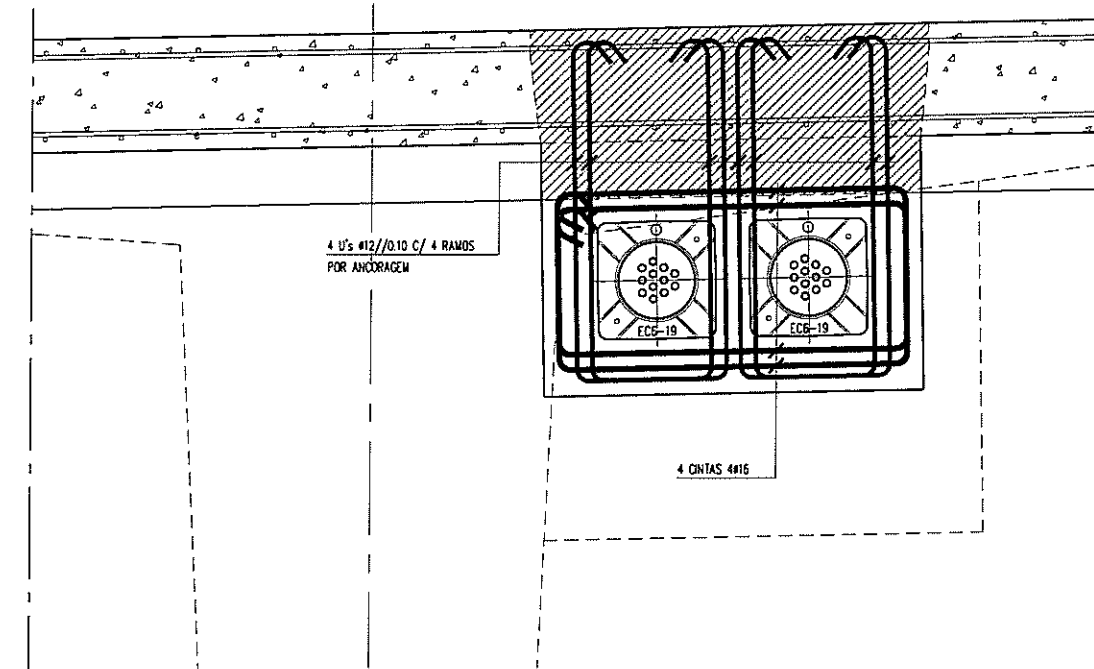
VSL VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.		PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL	
DOMO DE OBRA BRISA	CLIENTE SOARES DA COSTA	OBRA VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	
EMPRESA A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA UNID PORTO/VALENÇA-SUBMUNICÍPIO AQUAS SANTAS/VALENÇA - ALARGAMENTO E BOMBEIO 2x1 MAS		DESENHO RTO	PROSECUT VSL/CPH
PLANTA DE DEMOLIÇÕES		DATA OUTUBRO 2007	ESCALAS 1:200
		PROCESSO RPO67/07-1	DESENHO 032-00

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

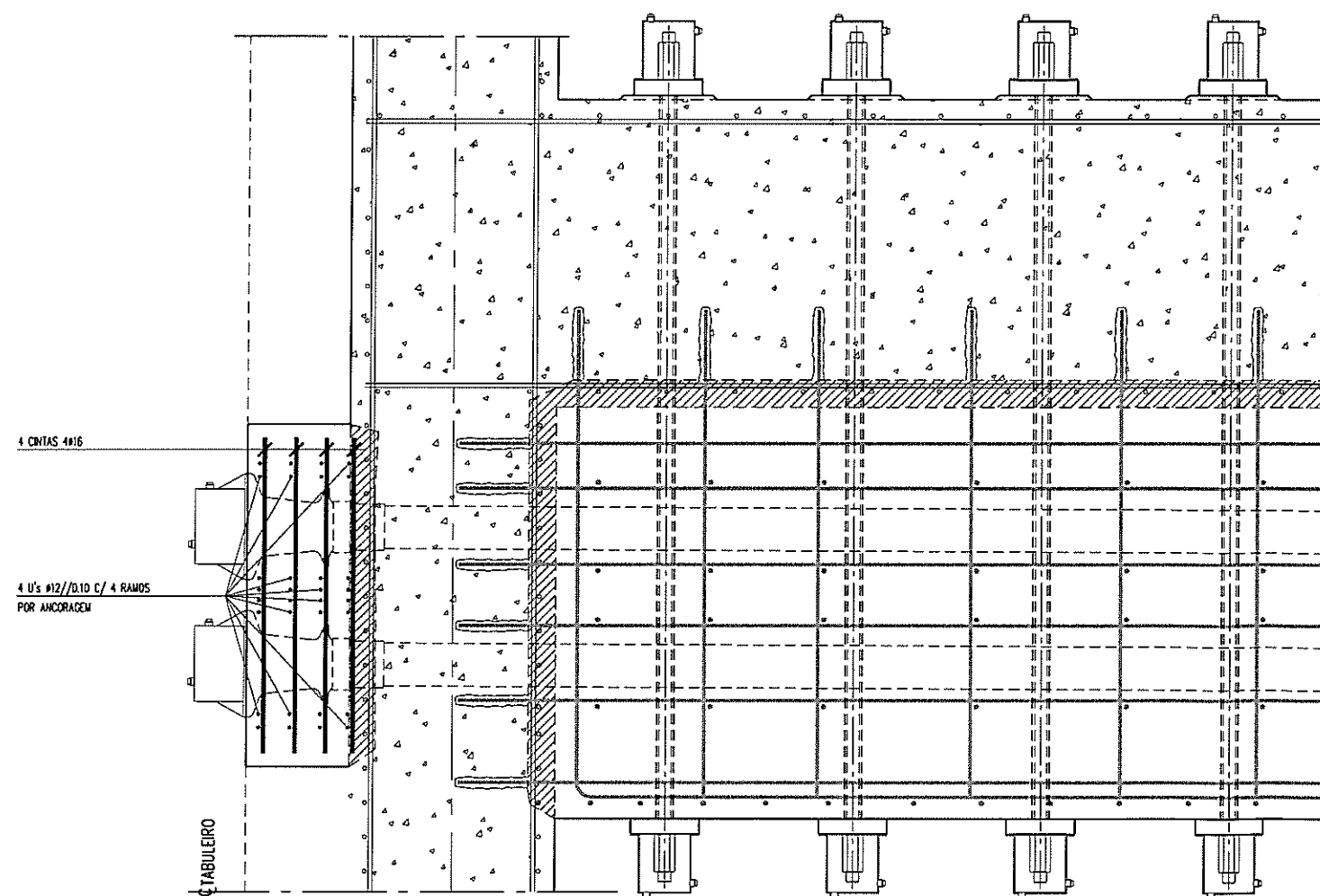
CORTE LONGITUDINAL
esc: 1/20



CORTE TRANSVERSAL
esc: 1/20

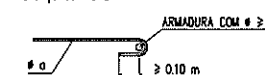


PLANTA
esc: 1/20



ARMADURAS

- 1 - A ARMADURA DE PROJECTO OFICIAL INDICADA NOS PORMEIORES E ESQUEMATICA CONSULTAR O PROJECTO OFICIAL
- 2 - TODAS AS ARMADURAS DE PROJECTO QUE DIFÍCULTEM A TRAJETÓRIA DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO, DEVERÃO SER DESVIADAS EM OBRA, DE MODO A PERMITIR A PASSAGEM DOS CABOS.
- 3 - AMARRAÇÃO EXCIDA NAS ARMADURAS HORIZONTAIS DE REFORÇO CORRIDAS:



Legenda:

- Betão existente
- Betão a demolir
- Betão novo

LEGENDA

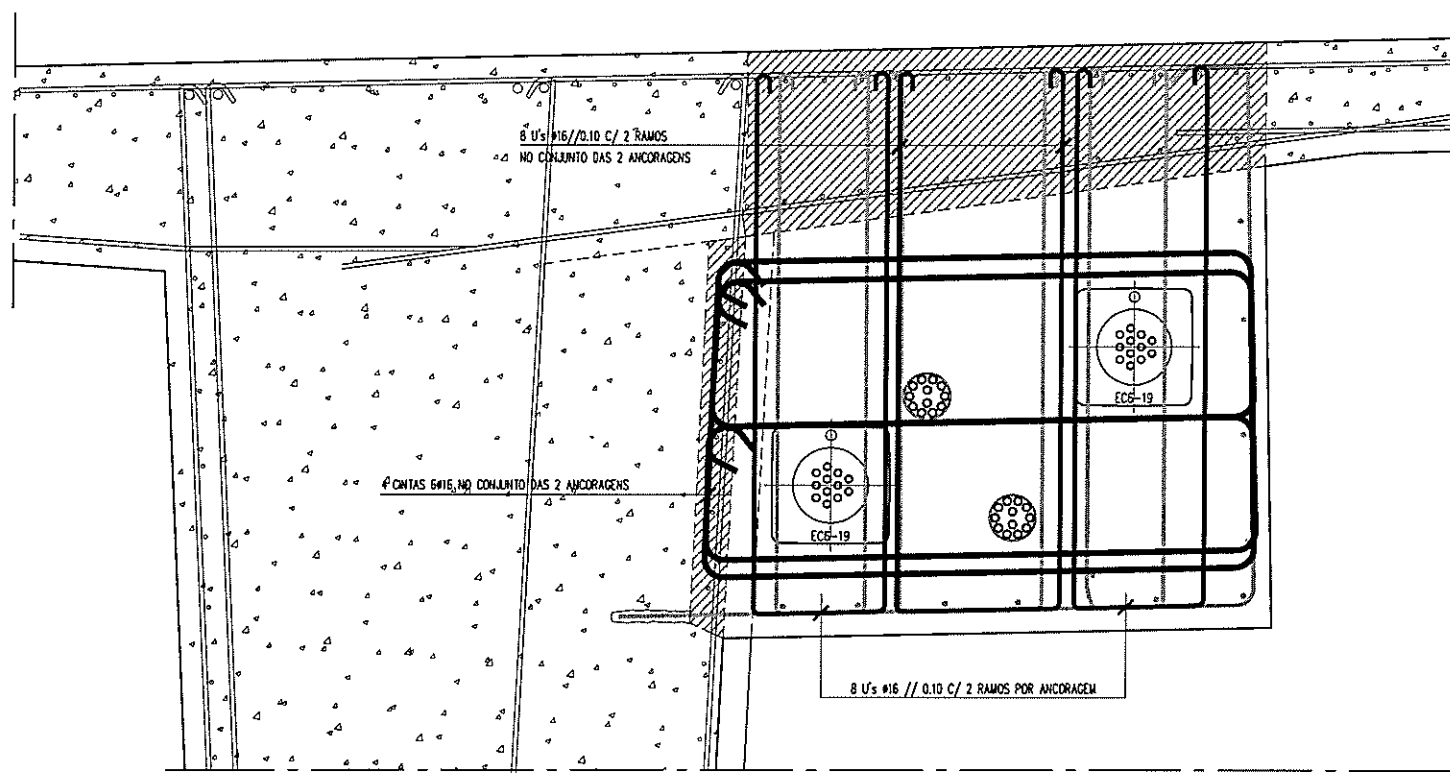
- ARMADURAS DE PROJECTO INICIAL
 - ARMADURAS DE PROJECTO DE EXECUÇÃO
 - ARMADURAS ESPECIAIS DE REFORÇO (PRÉ-ESFORÇO)
- (A) - ARMADURAS SUPLEMENTARES # 12 EM A235, A FECHAR APÓS A APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO
- (B) - ARMADURAS DE PROJECTO DOBRADAS

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) LNEC E 453-2002/pn 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)	
28.4 MPa (PROV. CUBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)	

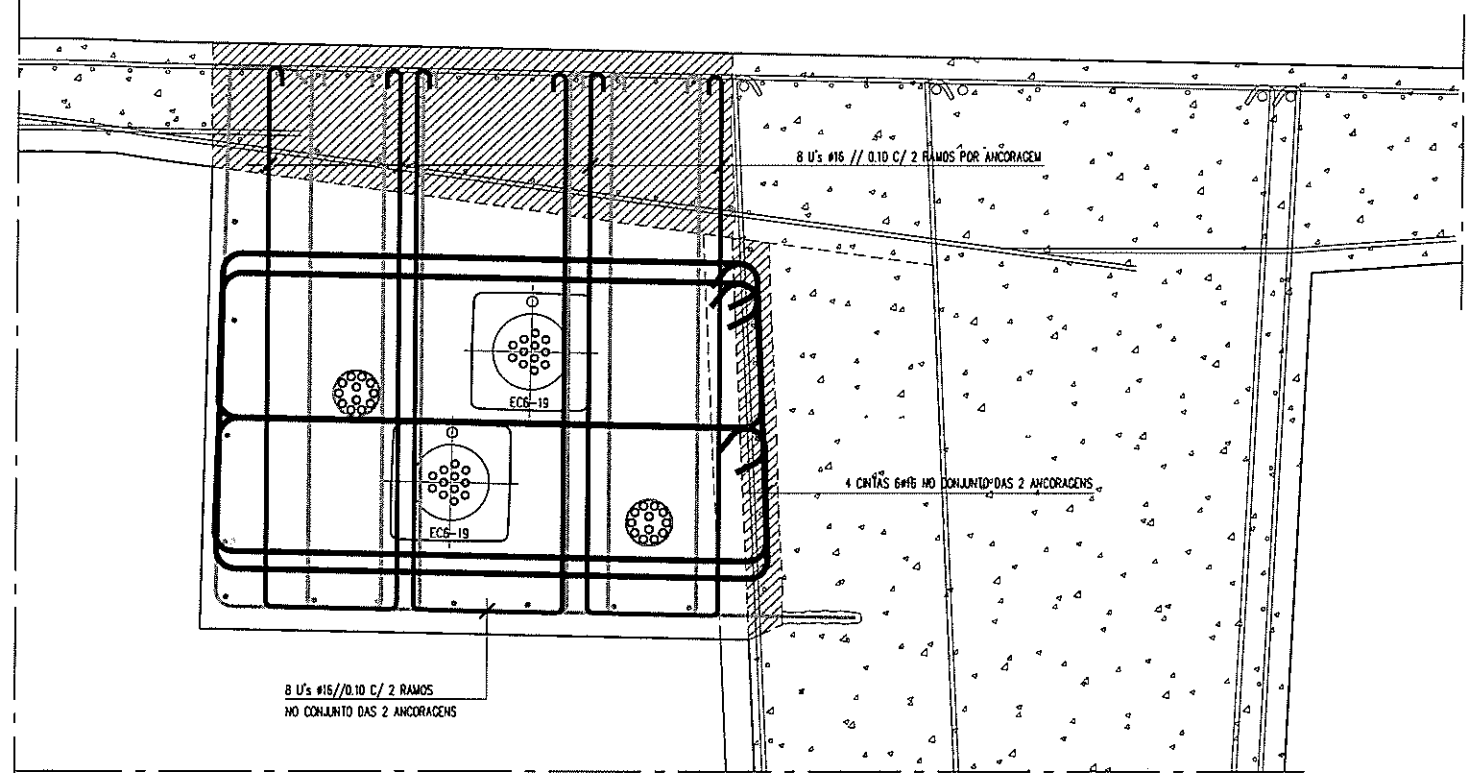
ALTERAÇÃO	DESIGNAÇÃO	VERIFICAR	DATA
 VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.			
DOMO DE OBRA	BRISA	CLIENTE	SOARES DA COSTA
EMPRESA	A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA		
UNICO PORTO/VALAÇÃO-SUBLINDO AQUAS SANTAS/ANA - ALARGAMENTO E BOMTECENAO 2x4 VAS			
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS			
ENCONTROS - MACIÇOS DE ANCORAGEM			
ARMADURAS ESPECIAIS DE REFORÇO			
CORTES LONGITUDINAL, TRANSVERSAIS E PLANTA			
PROJETO	VMA/CPe	ESCALAS	1:20
DATA	OUTUBRO 2007	PROCESSO	RP067/07-1
DESENHO	033-00		

CORTE TRANSVERSAL 1
esc: 1/20



CORTE TRANSVERSAL 2
esc: 1/20

ETABULEIRO



Legenda:

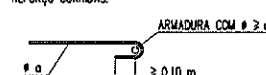
- Betão existente
- Betão a demolir
- Betão novo

LEGENDA

- ARMADURAS DE PROJECTO INICIAL
- ARMADURAS DE PROJECTO DE EXECUÇÃO
- ARMADURAS ESPECIAIS DE REFORÇO (PRÉ-ESFORÇO)
- (A) - ARMADURAS SUPLEMENTARES # 12 EM A235, A FECHAR APÓS A APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO
- (B) - ARMADURAS DE PROJECTO DOBRADAS

ARMADURAS

- 1 - A ARMADURA DE PROJECTO OFICIAL INDICADA NOS PORMENORES E ESQUEMÁTICA. CONSULTAR O PROJECTO OFICIAL.
- 2 - TODAS AS ARMADURAS DE PROJECTO QUE DIFICULTEM A TRAJETÓRIA DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO, DEVERÃO SER DESMADAS EM OBRA, DE MODO A PERMITIR A PASSAGEM DOS CABOS.
- 3 - AMARRAÇÃO EXIGIDA NAS ARMADURAS HORIZONTAIS DE REFORÇO CORRIDAS:



MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) UNECE 453-2002/PRÉN 10138-3 SECÇÃO NOMINAL : 1.4 cm ²
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CÚBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)

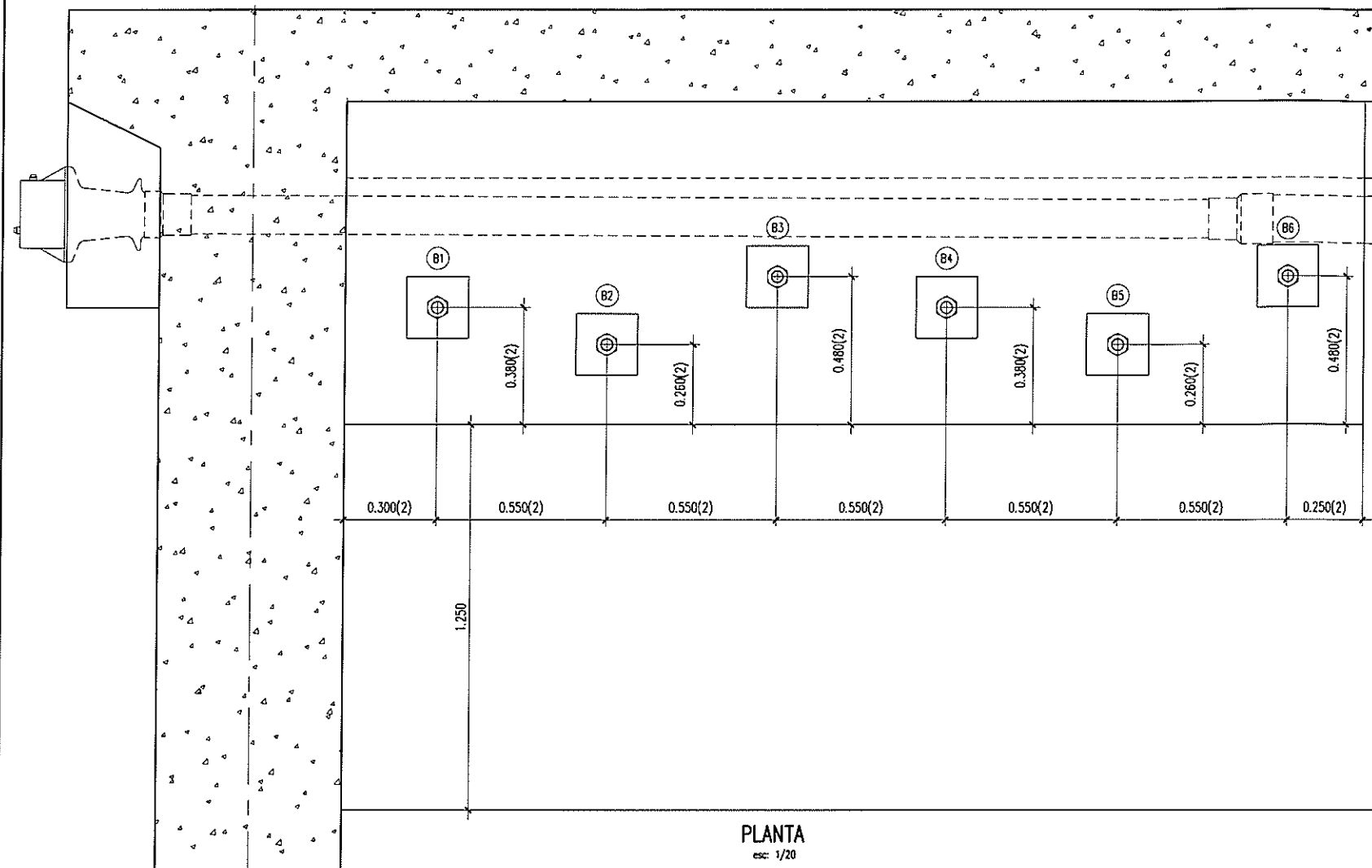
ALTERAÇÃO	DESIGNAÇÃO	VERIFICADO	DATA
 VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.			
DOUO DE OBRA	CLIENTE	OBRA	
BRISA	SOARES DA COSTA	VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	
EMPRESA	A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA		
LAMEO PORTO/VALENÇA-SUBLINHO AZULS SANTAS/ANA - ALARGAMENTO E BOMBEIÇÃO 2+1 VAS			
PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR - CABOS			
PILAR P2			
ARMADURAS ESPECIAIS DE REFORÇO			
CORTES TRANSVERSAIS 1 E 2			
DESENHO	PROJETO	VERIFICADO	DATA
RTD	VMA / CPB		
DATA	ESCALAS	DESENHO	DATA
OUTUBRO 2007	1:20		
PROCESSO	DESENHO		
RP067/07-1	035-00		

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

ENCONTROS

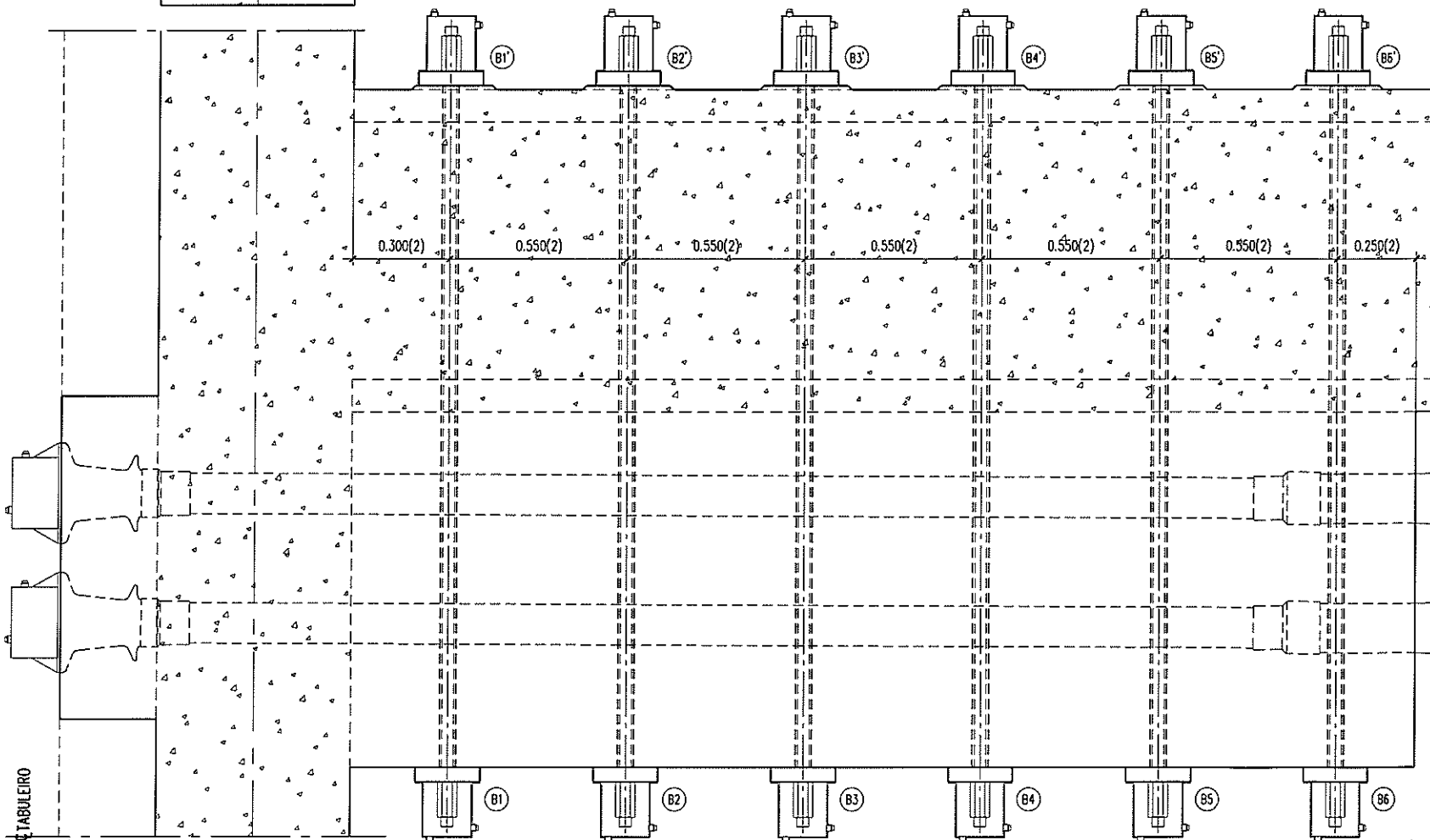
CORTE LONGITUDINAL

esc: 1/20



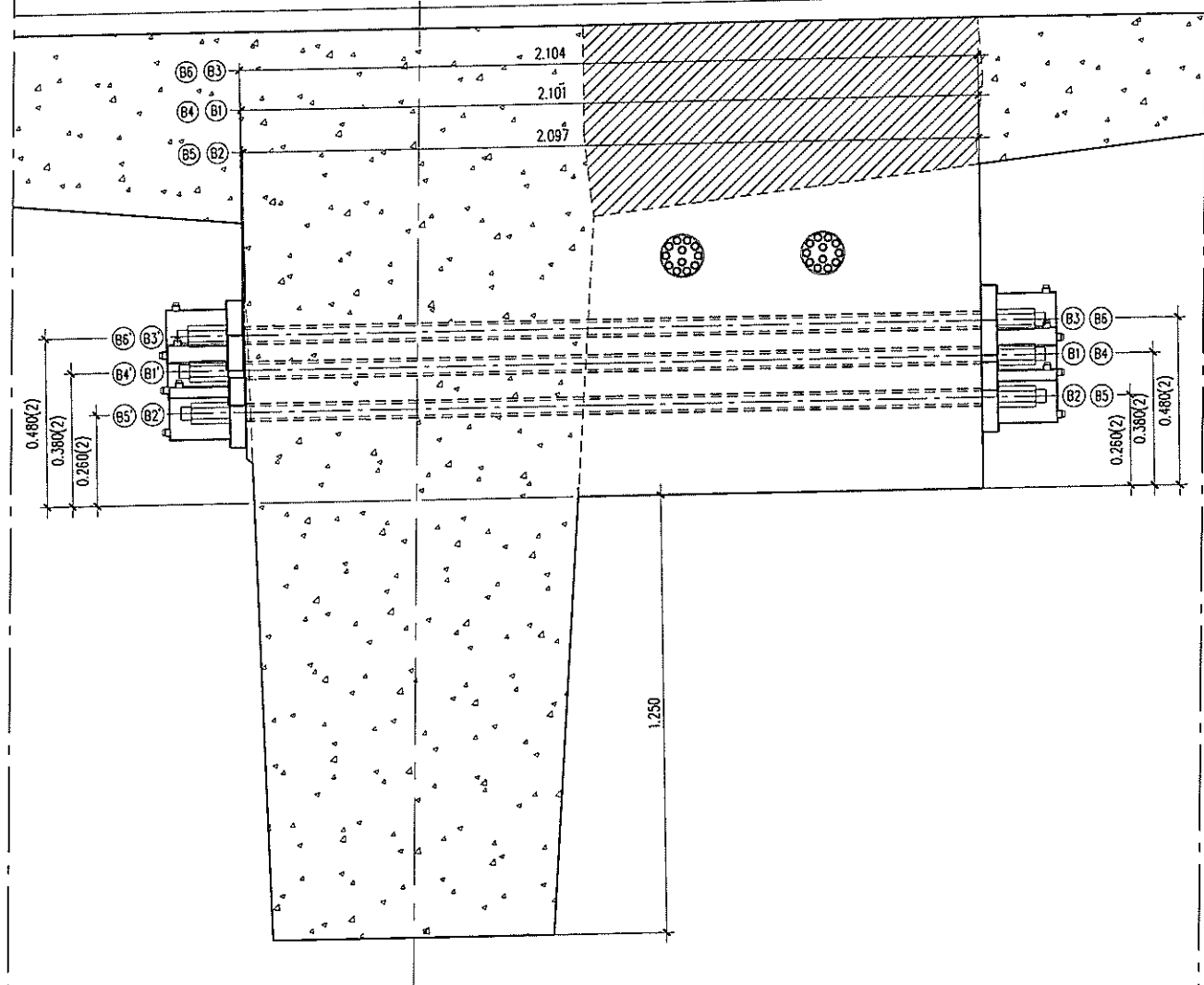
PLANTA

esc: 1/20



CORTE TRANSVERSAL

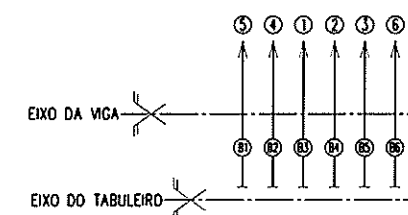
esc: 1/20



Legenda:

- Betão existente
- Betão a demolir
- Betão novo

PLANO DE PUXE



DE 1 A 6 POR ORDEM NUMÉRICA

NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA.
- 2 - DIMENSÕES A CONFIRMAR POR PROSPECÇÃO A REALIZAR NO LOCAL, RESPEITANTE AOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO INTERIORES EXISTENTES.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) LNEC E 453-2002/PRÉN 10138-4 SECÇÃO NOMINAL: 10,2cm ²
BAINHAS	(METÁLICAS) EN 523, CLASSE 1, AÇO ISO 6932
BARRAS	VSL Y1050H-36-R Ø36.0
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO 23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CUBOS 15cm ARESTA - EN 206-1)	

VSL
Sistemas Portugal
Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.

EMPRESA: A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA
LÍNEA PORTO/VALENÇA-SUBLÍNEA AQUAS SANTAS/VALENÇA - ALARGAMENTO E BOMBADEIRA 2x1 MAS

PRÉ-ESFORÇO - BARRAS

ENCONTROS
BARRAS B1 A B6
CORTES LONGITUDINAL, TRANSVERSAL E PLANTA
PLANO DE PUXE

PROJECTO DE
APLICAÇÃO DE
PRÉ-ESFORÇO
SISTEMA VSL

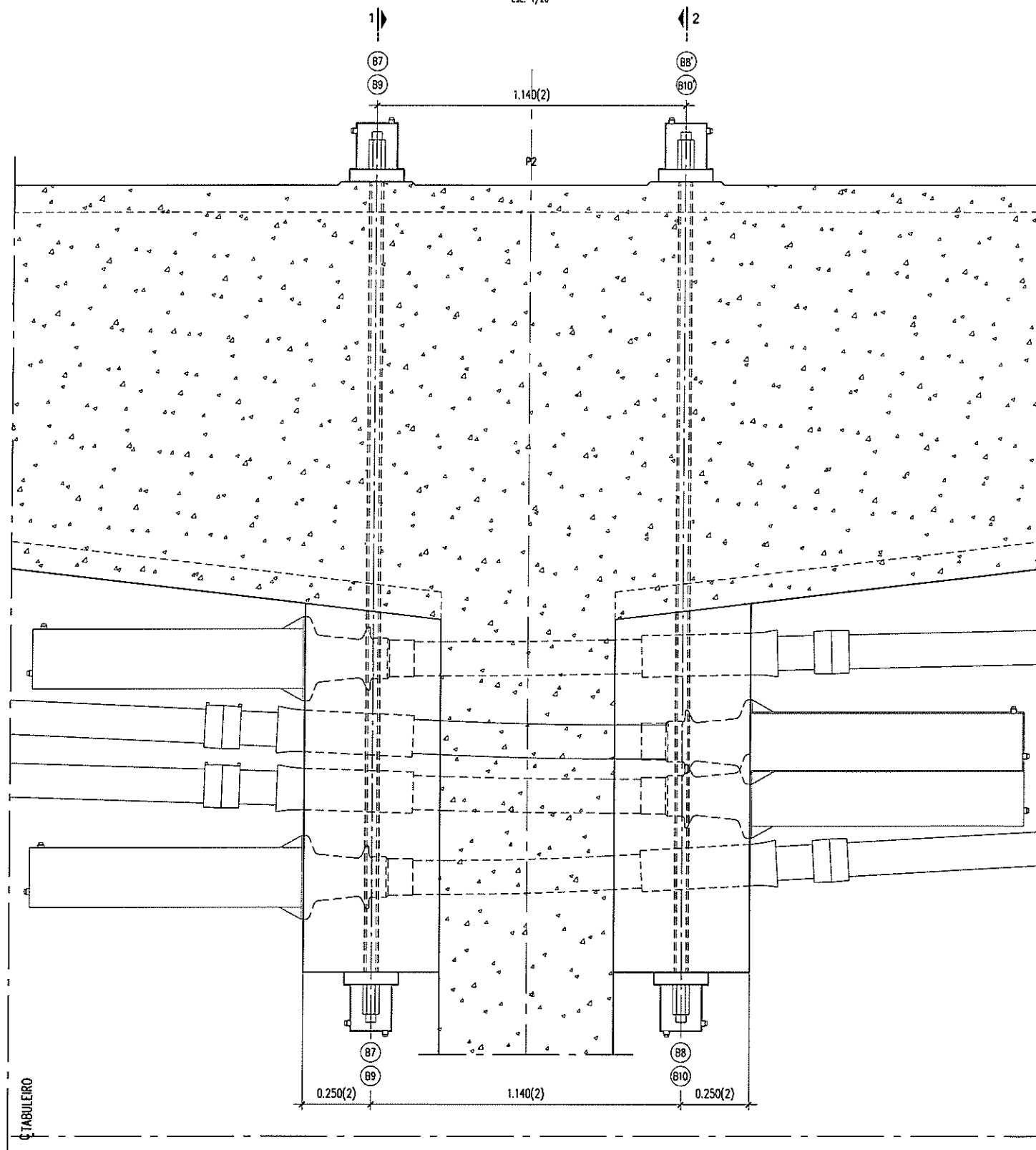
VIADUTO SOBRE O
RIO LEÇA

DESENHO: RTO
PROJECÇÃO: VSL/CPs
DATA: OUTUBRO 2007
ESCALA: 1:20
PROCESSO: RP067/07-1
REVISÃO: 042-00

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

PLANTA

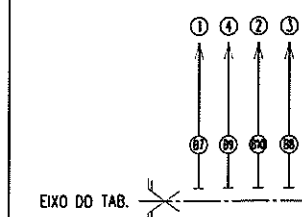
esc: 1/20



Legenda:

- Betão existente
- Betão a demolir
- Betão novo

PLANO DE PUXE



DE 1 A 4 POR ORDEM NUMÉRICA

NOTAS

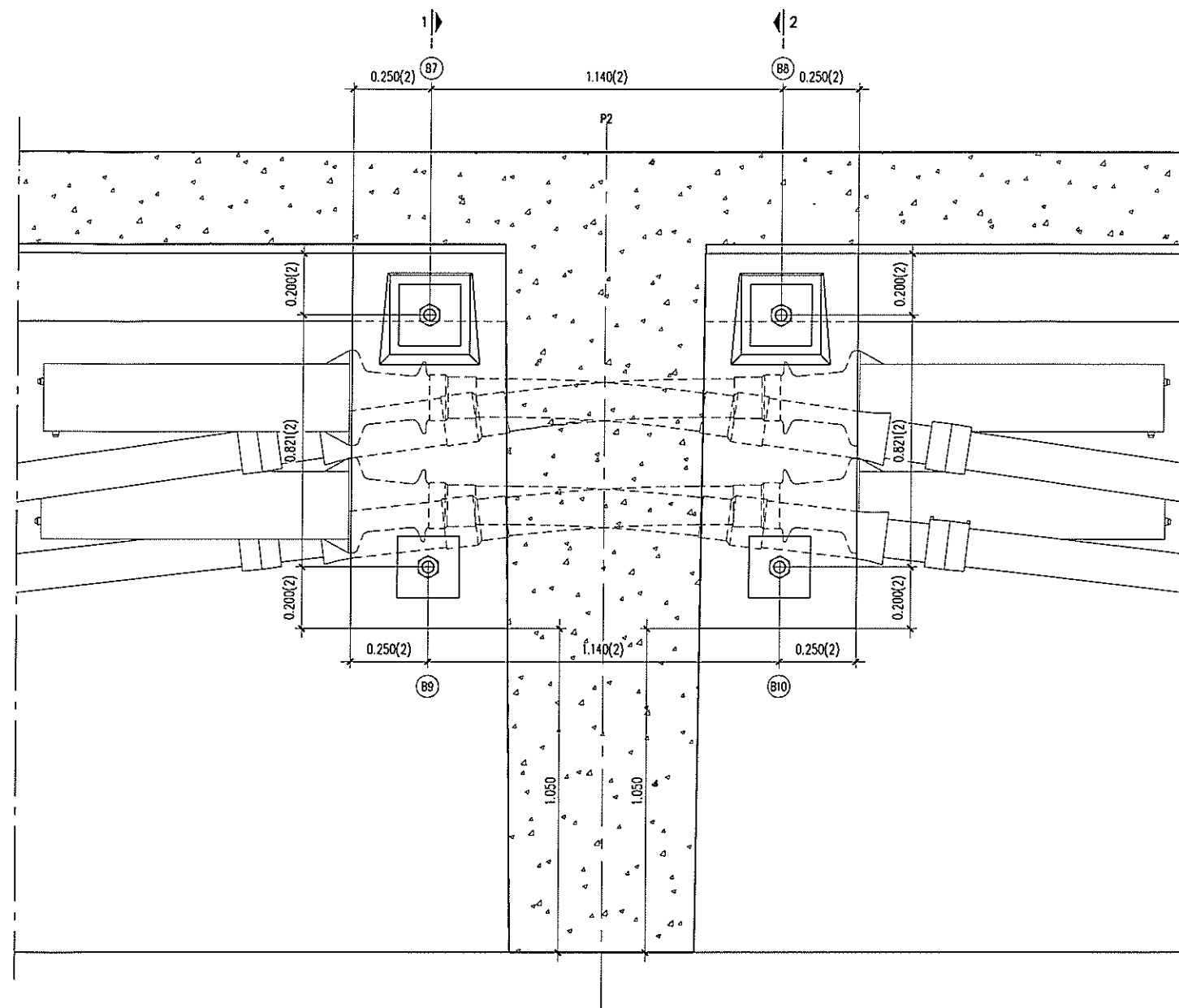
- AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA.
- DIMENSÕES A CONFIRMAR POR PROSPECÇÃO A REALIZAR NO LOCAL, RESPEITANTE AOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO INTERIORES EXISTENTES.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) UNECE 453-2002/PR EN 10138-4 SECÇÃO NOMINAL : 10.2cm²
BARRAS	(METÁLICAS) EN 523, CLASSE I, AÇO ISO 6932
BARRAS	VSL Y1050H-36-R #36.0
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO 21.0 MPa (PROJETOS CILINDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CUBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)	

CORTE LONGITUDINAL

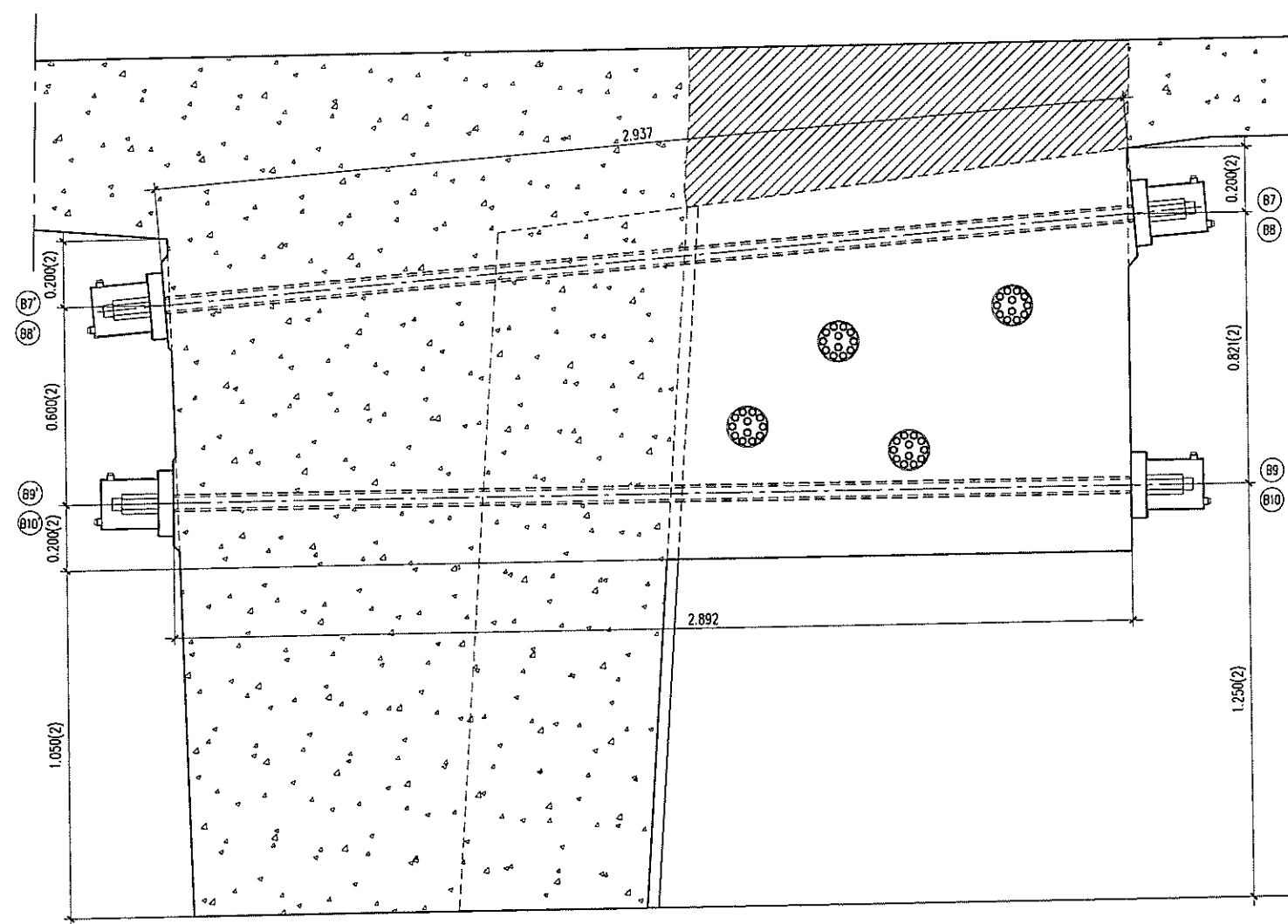
esc: 1/20



ALTERAÇÃO	REVISÃO	VERIFICAÇÃO	DATA
VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.			
DOUO DE CORA BRISA		CLIENTE SOARES DA COSTA	
EMPRESA A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA LANCE PORTO/FINALIZAÇÃO-SUBLIMADO AQUAS SAEUS/MAA - ALARGAMENTO E BOMENTONÇÃO 24 MMS			
PRÉ-ESFORÇO - BARRAS			
PILAR P2 BARRAS B7 A B10 CORTE LONGITUDINAL E PLANTA			
PROJETO	VERIFICADO	DATA	PROCESSO
RTO	Vila/CPe	OUTUBRO 2007	AP067/07-1
ESCALAS	1:20	DESENHO	043-00

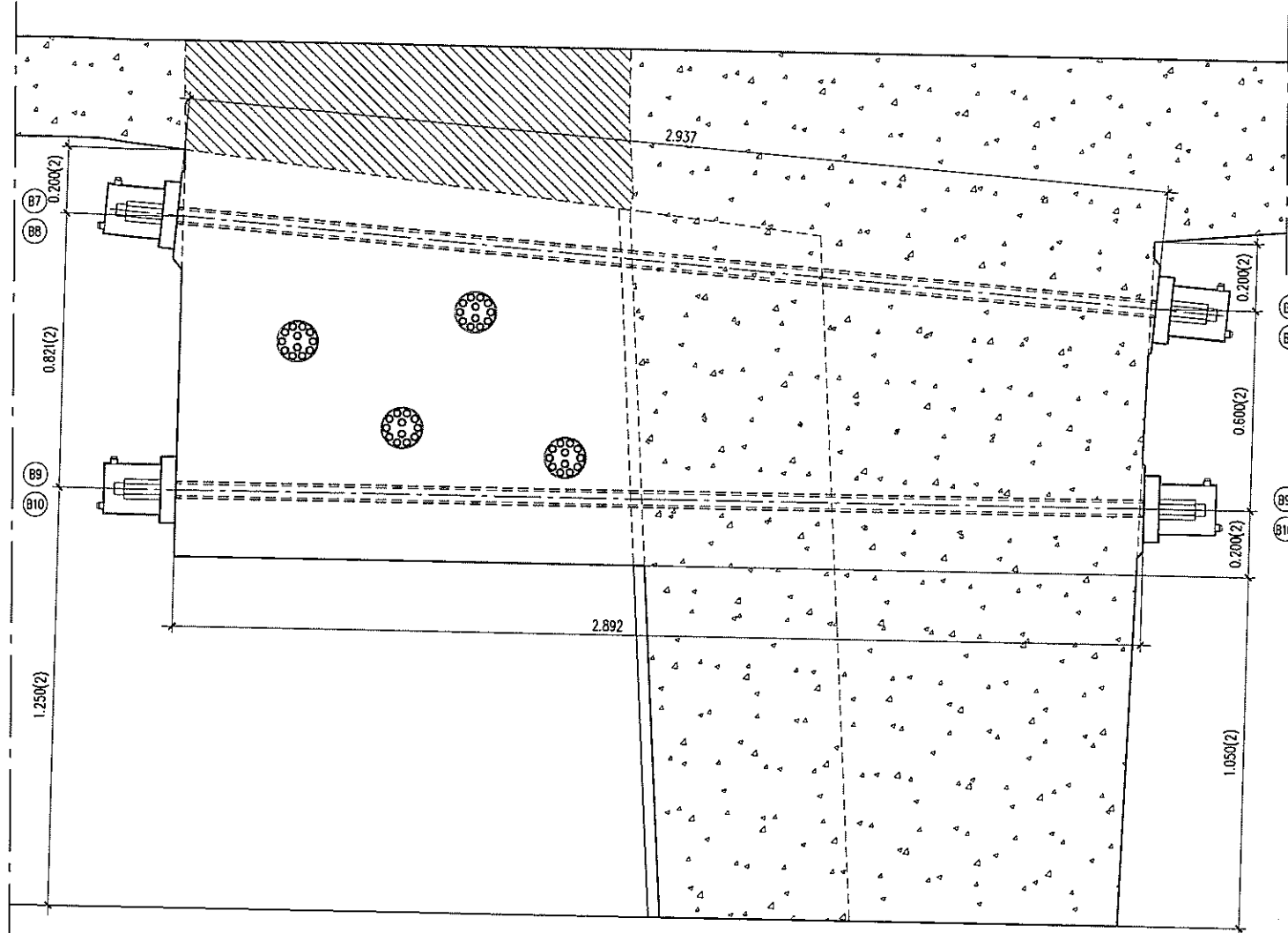
Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

CORTE TRANSVERSAL 1
esc: 1/20






TABULEIRO

CORTE TRANSVERSAL 2
esc: 1/20



Legenda:

-  - Betão existente
-  - Betão a demolir
-  - Betão novo

NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A METROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA.
- 2 - DIMENSÕES A CONFIRMAR POR PROSPECÇÃO A REALIZAR NO LOCAL, RESPEITANTE AOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO INTERIORES EXISTENTES.

MATERIAIS

BETÃO	C30/37
ARMADURAS	(ORDENADAS - REFORÇO) A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) UNECE 453-2002/PRÉN 10138-4 SECÇÃO NOMINAL : 10.2cm ²
BARRAS	(METÁLICAS) EN 523, CLASSE 1, AÇO ISO 6932
BARRAS	VSL Y1050H-36-R #36.0
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, A DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO 21.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS) 28.4 MPa (PROV. CUBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)	

ALTERAÇÃO	DESIGNAÇÃO	VERIFICOU	DATA

VSL
VSL Sistemas Portugal
Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.

DOO DE OBRA: BRISA
CLIENTE: SOARES DA COSTA

EMPRESA: A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA
LARGO PORTO/FAIXA DE SUBLIMADO AGUAS SANTAS/VALENÇA - ALARGAMENTO E BOMBEAMENTO 2H MAS

PRÉ-ESFORÇO - BARRAS

PILAR P2
BARRAS B7 A B10
CORTES TRANSVERSAIS 1 E 2

PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL

OBRA: VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA

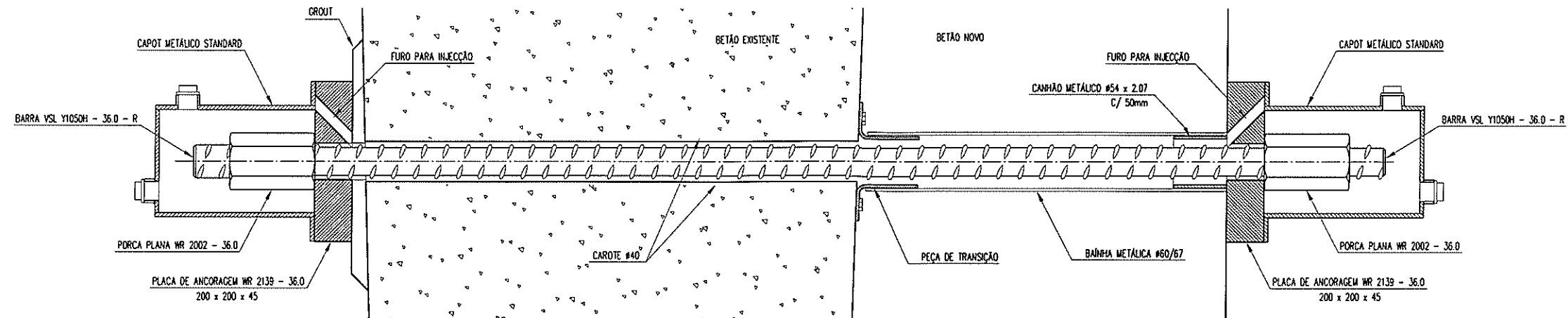
DESENHO: Rto
PROJECÇÃO: VSL / CPe

DATA: OUTUBRO 2007
ESCALAS: 1:20

PROCESSO: RP067/07-1
DESENHO: 044-00

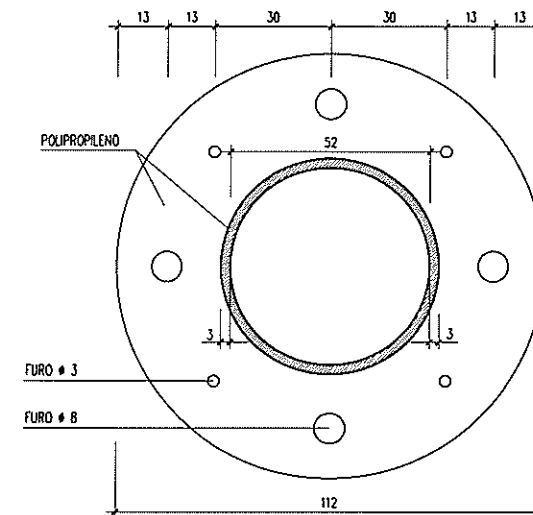
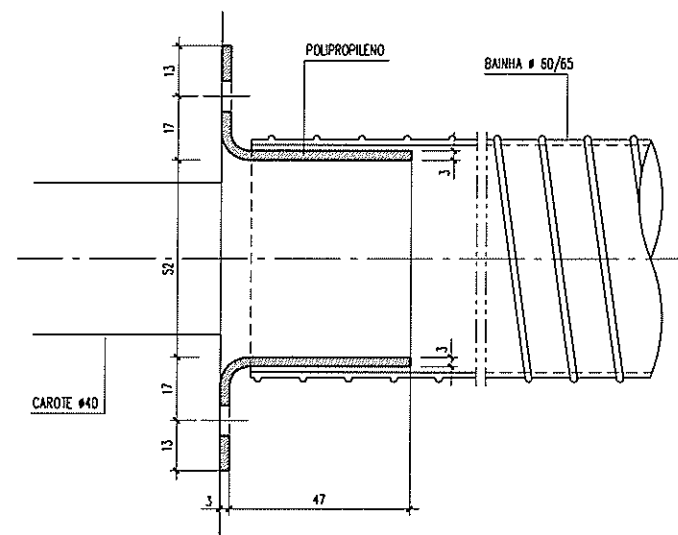
PORMENOR TIPO DE MONTAGEM

5/ escala



PORMENOR TIPO DA PEÇA DE TRANSIÇÃO

esc: 1/2



Legenda:

- Betão existente
- Betão a demolir
- Betão novo

NOTAS

- 1 - AS COTAS INDICADAS REFEREM-SE A MILÍMETROS, SALVO INDICAÇÃO CONTRÁRIA.
- 2 - DIMENSÕES A CONFIRMAR POR PROSPECÇÃO A REALIZAR NO LOCAL, RESPEITANTE AOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO INTERIORES EXISTENTES.

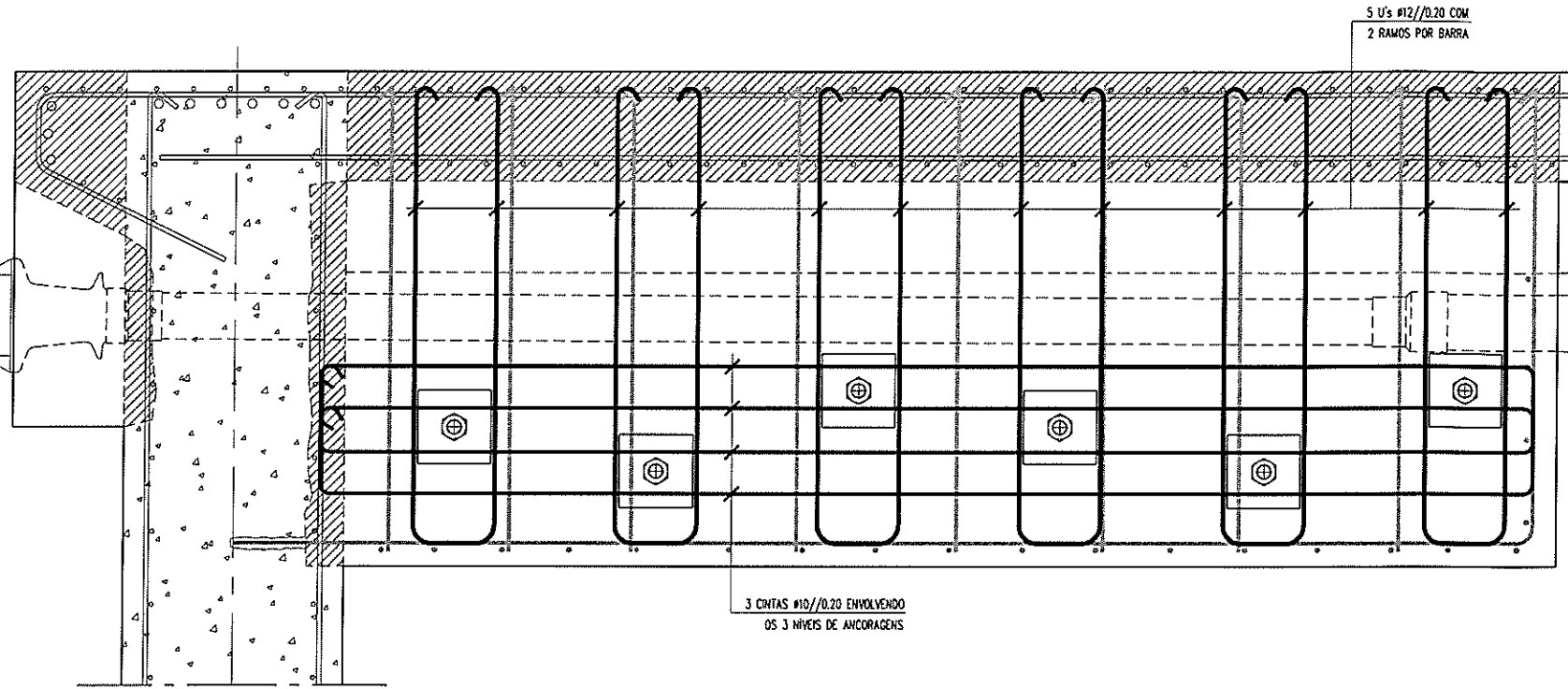
MATERIAIS

BETÃO	C30/37 (ORDENADAS - REFORÇO)
ARMADURAS	A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) UNECE 453-2002/prEN 10138-4 SECÇÃO NOMINAL : 10.2cm ²
BANHAS	(METÁLICAS) EN 523, CLASSE 1, AÇO ISO 6932
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23.0 MPa (PROVETES CILÍNDRICOS)	
28.4 MPa (PROV. CUBICOS 15cm ARESTA - EN 206-1)	

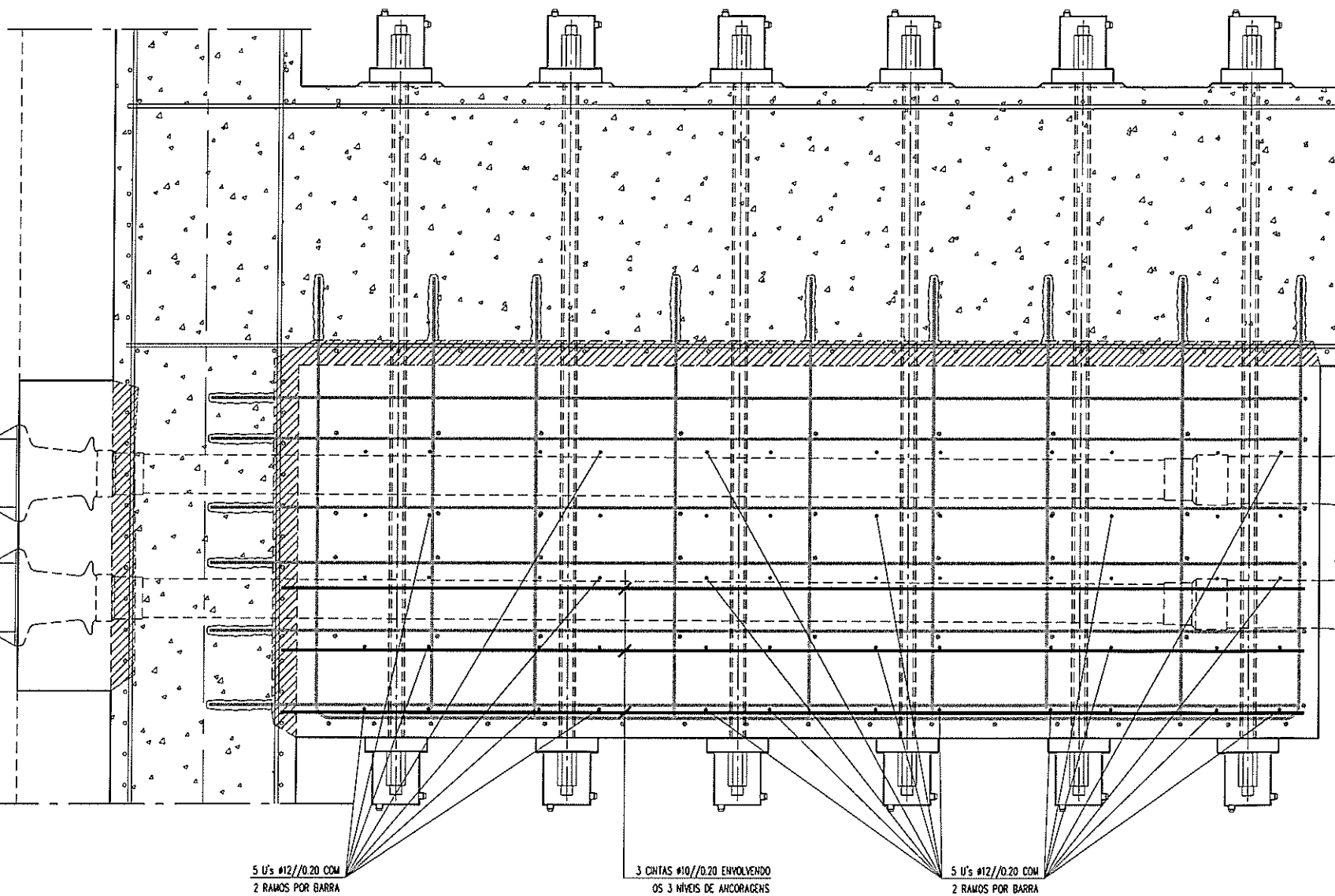
ALTERAÇÃO	DESIGNAÇÃO	VERIFICOU	DATA
VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.			
DOMO DE OBRA	BRISA	CLIENTE	SOARES DA COSTA
EMPRESA	A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA		
LÍNEA PORTO/FINALICHO-SUBLÍNEO AQUAS SÁBENS/ANA - ALARGAMENTO E BENTONECÇÃO 2x1 VAS			
PRÉ-ESFORÇO - BARRAS PORMENOR TIPO DE MONTAGEM PORMENOR TIPO DA PEÇA DE TRANSIÇÃO			
DESENHO	RTO	PROJEÇÃO	VSL/CPe
DATA	OUTUBRO 2007	ESCALAS	-
PROCESSO	RP067/07-1	DESENHO	045-00

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.

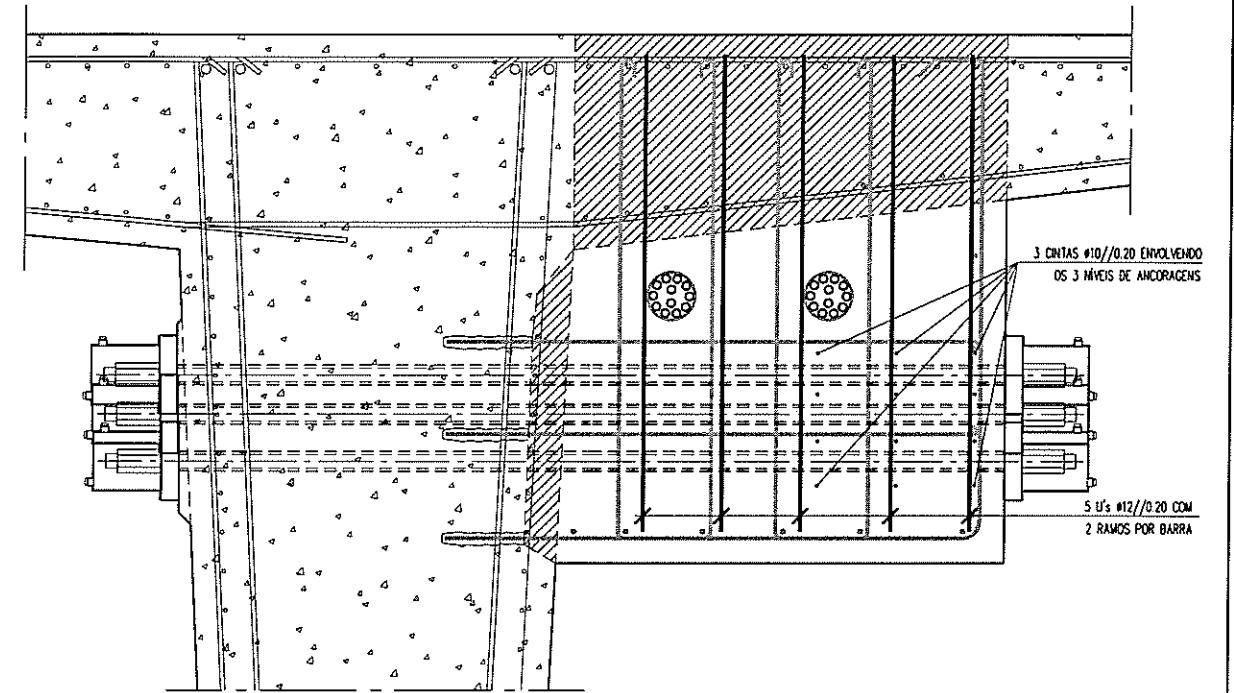
CORTE LONGITUDINAL
esc: 1/20



PLANTA
esc: 1/20

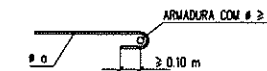


CORTE TRANSVERSAL
esc: 1/20



ARMADURAS

- 1 - A ARMADURA DE PROJECTO OFICIAL INDICADA NOS PORMENORES E ESQUEMÁTICA CONSULTAR O PROJECTO OFICIAL.
- 2 - TODAS AS ARMADURAS DE PROJECTO QUE DIFÍCULTEM A TRAJETÓRIA DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO, DEVERÃO SER DESVIADAS EM OBRA, DE MODO A PERMITIR A PASSAGEM DOS CABOS.
- 3 - AMARRAÇÃO EXIGIDA NAS ARMADURAS HORIZONTAIS DE REFORÇO CORRIDAS.

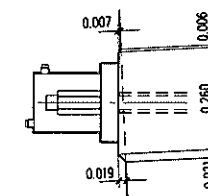


LEGENDA

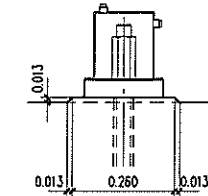
- ARMADURAS DE PROJECTO INICIAL
- ARMADURAS DE PROJECTO DE EXECUÇÃO
- ARMADURAS ESPECIAIS DE REFORÇO (PRÉ-ESFORÇO)
- (A) - ARMADURAS SUPLEMENTARES # 12 EM A235, A FECHAR APÓS A APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO
- (B) - ARMADURAS DE PROJECTO DOBRADAS

DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA DOS NICHOS DE ANCORAGEM

BARRAS B1' A B6'
CORTE LONGITUDINAL
CORTE PELA DIRECTRIZ DO BARRA



BARRAS B1' A B6'
PLANTA
CORTE PELA DIRECTRIZ DA BARRA




Legenda:

- Betão existente
- Betão a demolir
- Betão novo

MATERIAIS

BETÃO	C30/37 (CONCRETO - REFORÇO)
ARMADURAS	A 400 NR (PRÉ-ESFORÇO) UNECE 453-2002/PRÉN 10138-4 SECÇÃO NOMINAL : 10.2cm²
BARRAS	(METÁLICAS) EN 523, CLASSE 1, AÇO ISO 6932
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA MÍNIMA DO BETÃO, À DATA DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	
23.0 MPa (PROJETOS CILINDRICOS)	
28.4 MPa (PROV. CILINDROS 15cm ÁRESTA - EN 206-1)	

ALTERAÇÃO	DESIGNAÇÃO	VERIFICOU	DATA
 VSL Sistemas Portugal Pré-Esforço, Equipamento e Montagem, S.A.		PROJECTO DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO SISTEMA VSL	
DONO DE OBRA	CLIENTE	OBRA	
BRISA	SOARES DA COSTA	VIADUTO SOBRE O RIO LEÇA	
EMPRESA	A3 - AUTO-ESTRADA PORTO / VALENÇA		
LIMITE PORTO/FAZENDA-SUBAIO ACIMA SARTAS/AMA - ALARGAMENTO E BENTONEÇÃO 2x1 VAS			
PRÉ-ESFORÇO - BARRAS			
ENCONTROS			
ARMADURAS ESPECIAIS DE REFORÇO			
CORTES LONGITUDINAL, TRANSVERSAL E PLANTA			
DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA DOS NICHOS DE ANCORAGEM			
DESENHO	DATA	PROJECTO	
RTO	OUTUBRO 2007	Vila / Cps	ESCALAS
PROCESSO	RP067/07-1	DESENHO	046-00

Este documento constitui propriedade exclusiva da VSL Sistemas Portugal, não podendo ser reproduzido sem autorização por escrito.